



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA


IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

aceq
 acqua
 ACEA ATO 2 SPA



aceq
 Ingegneria
 e servizi



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO
 A194PD R010 7

COD. ATO2 APE10116

DATA **OTTOBRE 2019** SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
 dell'approvvigionamento della città
 metropolitana di Roma
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
 idrico del Peschiera",
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO
 DEL PESCHIERA
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

PROGETTO DEFINITIVO

TEAM DI PROGETTAZIONE

CAPO PROGETTO
 Ing. Angelo Marchetti

IDRAULICA
 Ing. Eugenio Benedini

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA
 Geol. Stefano Tosti

GEOTECNICA E STRUTTURE
 Ing. Angelo Marchetti


ASPETTI AMBIENTALI
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO
 Geom. Stefano Francisci

ATTIVITA' PATRIMONIALI
 Geom. Fabio Pompei

Hanno collaborato:
 Ing. Roberto Biagi
 Ing. Claudio Lorusso
 Ing. Marco Iannucci
 Ing. Eleonora Accorsi

Consulenti:
 Prof. Ing. Francesco Federico
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni
 GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group
 IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



**CALCOLI PRELIMINARI
 DELLE STRUTTURE
 Allegato 2/3**

INDICE

1	PREMESSA	18
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	19
	2.1	2.1
	NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA.....	19
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	24
	3.1	24
	SALTO 1	24
	3.2	24
	SALTO 2	24
	3.3	29
	TURANO 1	29
	3.4	34
	TURANO 3	34
	3.5	38
	GALLERIA ZOCCANI	38
	3.6	38
	SAN GIOVANNI REATINO SGR.....	38
	3.7	39
	GALLERIA MONTE VECCHIO.....	39
4	MATERIALI	40
	4.1	40
	GALLERIE NATURALI - SCAVO MECCANIZZATO.....	40
	4.1.1	40
	CALCESTRUZZO PER CONCI PREFABBRICATI ANELLO DI RIVESTIMENTO	40
	4.1.2	41
	BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	41
	4.1.3	42
	GUARNIZIONI DI TENUTA IDRAULICA.....	42
	4.1.4	43
	SISTEMI DI CONNESSIONE DEI GIUNTI IN DIREZIONE CIRCONFERENZIALE	43
	4.2	43
	POZZI E MANUFATTI	43
	4.2.1	43
	CALCESTRUZZO ARMATO C 32/40	43
	4.2.2	44
	CALCESTRUZZO PER GETTI SUBACQUEI	44
	4.2.3	44
	CALCESTRUZZO ARMATO PER PARATIE DI PALI E OPERE DI CONTENIMENTO DELLO SCAVO ...	44

4.2.4	BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C.....	45
4.2.5	CALCESTRUZZO MAGRO.....	45
4.2.6	ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	45
4.2.7	CONNETTORI A TAGLIO	45
4.3	PROCESSO DI SALDATURA	46
5	MANUFATTO SALTO MONTE	48
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO TECNICO	51
5.2	INQUADRAMENTO SISMICO	54
5.3	SCHEMA DI CALCOLO.....	56
5.4	ANALISI DEI CARICHI	58
5.4.1	ANALISI DELLE AZIONI VERTICALI	58
	Peso proprio	58
	Azioni solaio di piano di Copertura +416.16m slm	58
	Azioni di piano	59
5.4.2	AZIONI SULLE PARETI LATERALI	62
	Spinta statica del terreno condizione di carico n.8	62
	Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma	68
5.4.3	SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	73
5.4.4	INCREMENTO DELLA SPINTA IDROSTATICA IN FASE DINAMICA	80
5.5	SPETTRI DI PROGETTO	85
5.5.1	SPETTRO DI RISPOSTA SLD	85
5.5.2	SPETTRO DI RISPOSTA SLV.....	88
5.5.3	SPETTRO DI PROGETTO	90
5.6	COMBINAZIONI DI CARICO	91

5.6.1	COMBINAZIONI DI CARICO SLU/SLV. DIREZIONE X + Y	91
5.6.2	COMBINAZIONI DI CARICO SLE.	92
5.7	VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	93
5.7.1	FONDAZIONE A QUOTA 384.20	93
5.7.2	FONDAZIONE A QUOTA 401.10	94
5.8	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	95
5.9	MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DEL TERRENO SULLE PARETI PERIMETRALI	99
5.10	VERIFICHE	107
5.10.1	INCIDENZE	107
5.10.2	TABELLA INCIDENZE ARMATURE.....	110
	Risultati armature	111
5.10.3	VERIFICHE SLU/SLV	117
	Verifiche Shell e piastre	117
	Verifiche Aste	118
5.10.4	VERIFICHE SLE.....	119
5.10.5	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA SOLLECITAZIONI.....	121
5.10.6	CONFIGURAZIONE DEFORMATE.....	128
6	MANUFATTO SALTO VALLE.....	131
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	131
6.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	133
6.3	INQUADRAMENTO SISMICO.....	134
6.4	SCHEMA DI CALCOLO.....	135
6.5	ANALISI DEI CARICHI	137

6.5.1	PESO PROPRIO	137
6.5.2	AZIONI IN COPERTURA	137
6.5.3	AZIONI SU ORIZZONTAMENTO A PIANO CAMPAGNA.....	141
6.5.4	PESO VERTICALE ACQUA DI INVASO	143
6.5.5	CARROPONTE.....	145
6.5.6	SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	148
6.5.7	SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	151
6.5.8	PESO PANCONI	153
6.5.9	SPETTRI DI PROGETTO	154
	Spettro di Risposta SLD	154
	Spettro di Risposta SLV.....	155
6.5.10	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	156
	Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma	157
	Incremento spinta idrostatica in fase dinamica.....	158
6.6	VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	159
6.7	COMBINAZIONI DI CARICO	162
6.8	CRITERI DI VERIFICA	166
6.8.1	ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	166
6.8.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	167
	Fondazione a quota 388.37m s.l.m.....	167
	Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLU-SLV	167
	Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	173
	Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLE Frequente	177
	Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLE RARA	180

Verifiche Fondazione a quota 388.37m s.l.m.	183
Fondazione a quota 402.07m s.l.m.....	189
Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLU-SLV	189
Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLE - Quasi permanente	193
Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLE Frequente	197
Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLE Rara	200
Verifiche Fondazione a quota 402.07m s.l.m.	203
Solaio a piano campagna	209
Solaio a piano campagna SLU-SLV	209
Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente	212
Solaio a piano campagna - SLE Frequente	215
Solaio a piano campagna - SLE Rara	218
Verifiche solaio a piano campagna	221
Setti perimetrali	228
Setti perimetrali - SLU-SLV	228
Setti perimetrali - SLE Quasi Permanente	231
Setti perimetrali - SLE Frequente	234
Setti perimetrali - SLE RARA	236
Verifiche Setti perimetrali	238
Setti interni interrati	251
Setti interni interrati - SLU-SLV	251
Setti interni interrati SLE Quasi Permanente	254
Setti interni interrati SLE Frequente	257
Setti interni interrati SLE RARA.....	258
Verifiche Setti interni interrati	260

6.9	VERIFICA FONDAZIONE COMPENSATA	268
6.10	RIEPILOGO INCIDENZE	269
7	MANUFATTO TURANO MONTE	270
7.1	SOFTWARE DI CALCOLO	271
7.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	272
7.3	INQUADRAMENTO SISMICO.....	274
7.4	SCHEMA DI CALCOLO.....	275
7.5	ANALISI DEI CARICHI	276
7.5.1	PESO PROPRIO	276
7.5.2	AZIONI IN COPERTURA	276
7.5.3	AZIONI SU ORIZZONTAMENTO A PIANO CAMPAGNA.....	280
7.5.4	PESO VERTICALE ACQUA DI INVASO	282
7.5.5	CARROPONTE.....	287
7.5.6	SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	290
7.5.7	SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	293
7.5.8	PESO PANCONI	295
7.5.9	SPETTRI DI PROGETTO	296
	Spettro di Risposta SLD	296
	Spettro di Risposta SLV.....	297
7.5.10	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	298
	Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma	299
	Incremento spinta idrostatica in fase dinamica	301
7.6	VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	304

7.7	COMBINAZIONI DI CARICO	305
7.8	CRITERI DI VERIFICA	312
7.8.1	ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	313
7.8.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	313
	Fondazione a quota 383.23m s.l.m.....	313
	Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLU-SLV	313
	Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	318
	Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLE Frequente	322
	Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLE RARA	325
	Verifiche Fondazione a quota 383.23m s.l.m.	328
	Fondazione a quota 401.20m s.l.m.....	333
	Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLU-SLV	333
	Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLE - Quasi permanente	337
	Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLE Frequente	341
	Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLE Rara	344
	Verifiche Fondazione a quota 401.20m s.l.m.	347
	Solaio a piano campagna	353
	Solaio a piano campagna SLU-SLV	353
	Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente	356
	Solaio a piano campagna - SLE Frequente	359
	Solaio a piano campagna - SLE Rara	362
	Verifiche solaio a piano campagna	365
	Setti perimetrali	372
	Setti perimetrali - SLU-SLV	372
	Setti perimetrali - SLE Quasi Permanente	375

Setti perimetrali - SLE Frequente	378
Setti perimetrali - SLE RARA	380
Verifiche Setti perimetrali	382
Setti interni interrati.....	395
Setti interni interrati - SLU-SLV	395
Setti interni interrati SLE Quasi Permanente.....	398
Setti interni interrati SLE Frequente	401
Setti interni interrati SLE RARA.....	403
Verifiche Setti interni interrati	405
7.9 VERIFICA FONDAZIONE COMPENSATA	412
7.10 RIEPILOGO INCIDENZE	413
8 MANUFATTO TURANO VALLE	415
8.1 SOFTWARE DI CALCOLO	415
8.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	416
8.3 INQUADRAMENTO SISMICO.....	418
8.4 SCHEMA DI CALCOLO.....	419
8.5 ANALISI DEI CARICHI	421
8.5.1 PESO PROPRIO	422
8.5.2 AZIONI IN COPERTURA	422
8.5.3 AZIONI SU ORIZZONTAMENTO A PIANO CAMPAGNA.....	425
8.5.4 PESO VERTICALE ACQUA DI INVASO	427
8.5.5 CARROPONTE.....	430
8.5.6 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	432
8.5.7 SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	435

8.5.8	PESO PANCONI	438
8.5.9	SPETTRI DI PROGETTO	440
	Spettro di Risposta SLD	440
	Spettro di Risposta SLV.....	441
8.5.10	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	442
	Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma	444
	Incremento spinta idrostatica in fase dinamica.....	446
8.6	VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	448
8.7	COMBINAZIONI DI CARICO	450
8.8	CRITERI DI VERIFICA.....	457
8.8.1	ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	458
8.8.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	458
	Fondazione a quota 385.89m s.l.m.....	458
	Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLU-SLV	458
	Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	463
	Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLE Frequente	466
	Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLE RARA	468
	Verifiche Fondazione a quota 385.89m s.l.m.	470
	Fondazione a quota 400.83m s.l.m.....	475
	Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLU-SLV	475
	Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLE - Quasi permanente	478
	Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLE Frequente.....	482
	Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLE Rara	485
	Verifiche Fondazione a quota 400.83m s.l.m.	488

Solaio a piano campagna	495
Solaio a piano campagna SLU-SLV	495
Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente	499
Solaio a piano campagna - SLE Frequente	502
Solaio a piano campagna - SLE Rara	505
Verifiche solaio a piano campagna	508
Setti perimetrali	515
Setti perimetrali - SLU-SLV	515
Setti perimetrali - SLE Quasi Permanente	518
Setti perimetrali - SLE Frequente	521
Setti perimetrali - SLE RARA	523
Verifiche Setti perimetrali	525
Setti interni interrati	538
Setti interni interrati - SLU-SLV	538
Setti interni interrati SLE Quasi Permanente	541
Setti interni interrati SLE Frequente	544
Setti interni interrati SLE RARA	545
Verifiche Setti interni interrati	546
8.9 VERIFICA FONDAZIONE COMPENSATA	552
8.10 RIEPILOGO INCIDENZE	552
9 MANUFATTO SAN GIOVANNI REATINO (SGR)	554
9.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TECNICO	556
9.2 INQUADRAMENTO SISMICO	558
9.3 SCHEMA DI CALCOLO	559

9.4 ANALISI DEI CARICHI	562
9.4.1 ANALISI DELLE AZIONI VERTICALI	562
Azioni solaio di piano di Copertura.....	562
Azioni di piano	562
9.4.2 AZIONI SULLE PARETI LATERALI	567
Spinta statica del terreno	567
<i>Spinta del terreno a riposo sulle pareti esterne</i>	567
9.4.3 SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	568
9.4.4 INCREMENTO DELLA SPINTA IDROSTATICA IN FASE DINAMICA	570
9.5 SPETTRI DI PROGETTO	571
9.5.1 SPETTRO DI RISPOSTA SLD	571
9.5.2 SPETTRO DI RISPOSTA SLV.....	572
9.6 ANALISI STRUTTURALE SISMICA	573
9.6.1 INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA	574
9.6.2 INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SOVRACCARICO $Q=20\text{kN/m}^2$: ...	575
9.7 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO.....	576
9.8 COMBINAZIONI DI CARICO	578
9.8.1 COMBINAZIONI DI CARICO SLU/SLV. DIREZIONE + X + Y	578
9.8.2 COMBINAZIONI DI CARICO SLU/SLV. DIREZIONE - X - Y.....	582
9.8.3 COMBINAZIONI DI CARICO SLE.	586
9.9 VERIFICHE	587
9.9.1 RISULTATI ARMATURE	587
9.9.2 VERIFICHE SLU/SLV	598

Verifiche Shell e piastre	598
Verifiche Travi e pilastri	615
9.9.3 VERIFICHE SLE	617
9.9.4 RAPPRESENTAZIONE GRAFICA SOLLECITAZIONI	621
9.9.5 CONFIGURAZIONE DEFORMATE	633
10 CONDOTTA IN ACCIAIO DN3400	635
10.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO TECNICO	638
10.2 MATERIALI, PROCESSI DI PRODUZIONE E FINITURE	640
10.2.1 ACCIAIO PER LA CONDOTTA	641
10.2.2 PROCESSO DI PRODUZIONE	643
10.2.3 RIVESTIMENTO INTERNO	644
10.2.4 RIVESTIMENTO ESTERNO	645
10.2.5 TRASPORTO E POSA IN OPERA	646
10.2.6 GIUNTI DI DILATAZIONE	647
Giunti a soffietto	648
10.3 ANALISI DEI CARICHI	650
10.3.1 AZIONI VERTICALI	650
Peso proprio	650
Carico dovuto alla presenza dell’acqua	650
Carico dovuto alla pressione interna dovuta presenza dell’acqua	651
Azione termica	652
10.3.2 AZIONI SISMICA SULLA CONDOTTA	652
Azioni inerziali	653
Spostamenti imposti dalla galleria	654

Onde S.....	655
Onde P.....	657
Risultati delle analisi	659
10.4 ANALISI PARAMETRICA PER LA DEFINIZIONE DELLO SCHEMA STATICO DI RIFERIMENTO	
663	
10.4.1 DEFINIZIONE DELLA TIPOLOGIA DELLA CORNIERA DI APPOGGIO.....	664
Modello #1.....	666
Modello #2.....	667
Modello #3.....	668
Modello #4.....	670
Modello #5.....	671
Modello #6.....	673
10.4.2 SCELTA DELL’INTERASSE TRA GLI APPOGGI.....	675
10.4.3 SCELTA DELL’INTERASSE TRA I COMPENSATORI DI DILATAZIONE E DEFINIZIONE DEI PUNTI FISSI	
682	
10.4.4 SCELTA DEI SISTEMI DI APPOGGIO ALLA BASE DELLA CONDOTTA.....	691
10.5 SCHEMA DI CALCOLO DEFINITIVO	693
10.6 COMBINAZIONI DI CARICO	696
10.6.1 COMBINAZIONI DI CARICO SLU	696
10.6.2 COMBINAZIONI DI CARICO SLV	697
10.7 VERIFICHE	697
10.7.1 VERIFICHE SLU/SLV	697
Rappresentazione grafica sollecitazioni	698
Rappresentazione grafica degli spostamenti in corrispondenza del compensatore di dilatazione	
.....	702

10.8 VALUTAZIONE DEI FENOMENI DI INSTABILITÀ DELLA CONDOTTA	704
10.8.1 FORMULAZIONI DI DETTAGLIO PER IL CALCOLO DELLA PRESSIONE CRITICA	710
10.8.2 VERIFICA AL BUCKLING SECONDO LA UNI EN1993-1-6.....	715
Verifica statica nel caso di grado di riempimento parziale della condotta	719
Verifica statica nel caso di completo grado di riempimento della condotta	724
Verifica sismica nel caso di grado di riempimento parziale della condotta	730
Verifica sismica nel caso di completo grado di riempimento della condotta	734
11 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE DELLE GALLERIE DN7500 E DN4000	739
11.1 GALLERIA MONTEVECCHIO (DN7500).....	739
11.2 GALLERIE ZOCCANI, COGNOLO E PONZANO (DN4000)	740
11.3 GUARNIZIONE ELASTOMERICA.....	741
11.4 INPUT PROGETTUALI.....	742
11.5 SPECIFICHE TECNICHE.....	742
11.6 TEST DI PERFORMANCE E DURABILITÀ.....	743
11.7 CONNETTORI LONGITUDINALI	748
11.8 VERIFICHE DEL SISTEMA DI CONNESSIONE.....	750
11.8.1 VERIFICA DELLE COMPONENTI PER LA GALLERIA MONTEVECCHIO (DN7500).....	750
11.8.2 VERIFICA DELLE COMPONENTI PER LE GALLERIE ZOCCANI, COGNOLO E PONZANO (DN4000) 752	
11.8.3 PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER LA SCELTA DEL SISTEMA DI CONNESSIONE	753
12 SCATOLARE ATTACCO 4000 PRESSO SAN GIOVANNI REATINO	756
12.1 SOFTWARE DI CALCOLO	756
12.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	757

12.2.1	ALLUVIONI DEL FOSSO ARIANA.....	758
12.2.2	CALCARI E CALCARI MARNOSI DI COLORE BIANCO.....	760
12.2.3	INTERFACCIA	764
12.3	SCHEMA DI CALCOLO.....	765
12.4	DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	767
12.5	ANALISI DEI CARICHI	768
12.5.1	PESO PROPRIO	769
12.5.2	AZIONI COPERTURA	769
12.5.3	AZIONI PLATEA DI FONDAZIONE	770
12.5.4	SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	771
12.5.5	SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI FALDA.....	772
12.5.6	SPINTA STATICA DOVUTA AL SOVRACCARICO	773
12.5.7	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	774
12.5.8	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA	775
12.6	COMBINAZIONI DI CARICO	776
12.7	RISULTATI	781
12.7.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	781
	▪ SLU – SLV	781
	▪ SLE – Rara	783
	▪ SLE – Frequente.....	785
	▪ SLE – Quasi Permanente	786
12.7.2	DEFORMATE	787
12.8	VERIFICHE	788

12.8.1	VERIFICHE SLU ELEMENTI IN C.A.	789
12.8.2	VERIFICHE SLE ELEMENTI IN C.A.....	792
12.9	RIEPILOGO INCIDENZE	797
13	SCATOLARE ATTACCO 8000 PRESSO SAN GIOVANNI REATINO	798
13.1	SOFTWARE DI CALCOLO	798
13.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	799
13.2.1	ALLUVIONI DEL FOSSO ARIANA.....	800
13.2.2	CALCARI E CALCARI MARNOSI DI COLORE BIANCO.....	802
13.2.3	INTERFACCIA	806
13.3	SCHEMA DI CALCOLO.....	807
13.4	DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	809
13.5	ANALISI DEI CARICHI	810
13.5.1	PESO PROPRIO	810
13.5.2	AZIONI DEL TERRENO DI COPERTURA	810
13.5.3	SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI FALDA.....	811
13.5.4	AZIONE DI UN CARICO ACCIDENTALE AL PIANO CAMPAGNA.....	812
13.5.5	AZIONI PERMANENTI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	813
13.5.6	AZIONI VARIABILI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....	814
13.5.7	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	815
13.5.8	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA	816
13.6	COMBINAZIONI DI CARICO	819
13.7	RISULTATI	822
13.7.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	822

13.7.2	DEFORMATE	827
13.8	VERIFICHE	829
13.8.1	VERIFICHE A FLESSIONE SLU PLATEA, COPERTURA, PARETI E NERVATURE.....	829
13.8.2	VERIFICHE A PUNZONAMENTO.....	832
13.8.3	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO – SLE RARA E SLE QUASI-PERMANENTE PLATEA, COPERTURA, PARETI E NERVATURE.....	833
13.8.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE FREQUENTE PLATEA, COPERTURA, PARETI E NERVATURE ..	836
13.8.5	VERIFICHE SLU ED SLE DEI PILASTRI.....	837
13.9	RIEPILOGO INCIDENZE	839

1 Premessa

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), fa riferimento al calcolo degli elementi strutturali relativamente ai manufatti nel tratto del nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera che si estende dal Manufatto M6 (escluso) fino a San Giovanni Reatino (inclusa la condotta DN3400 che arriva al nodo S). Il tratto è riportato nella figura sottostante:

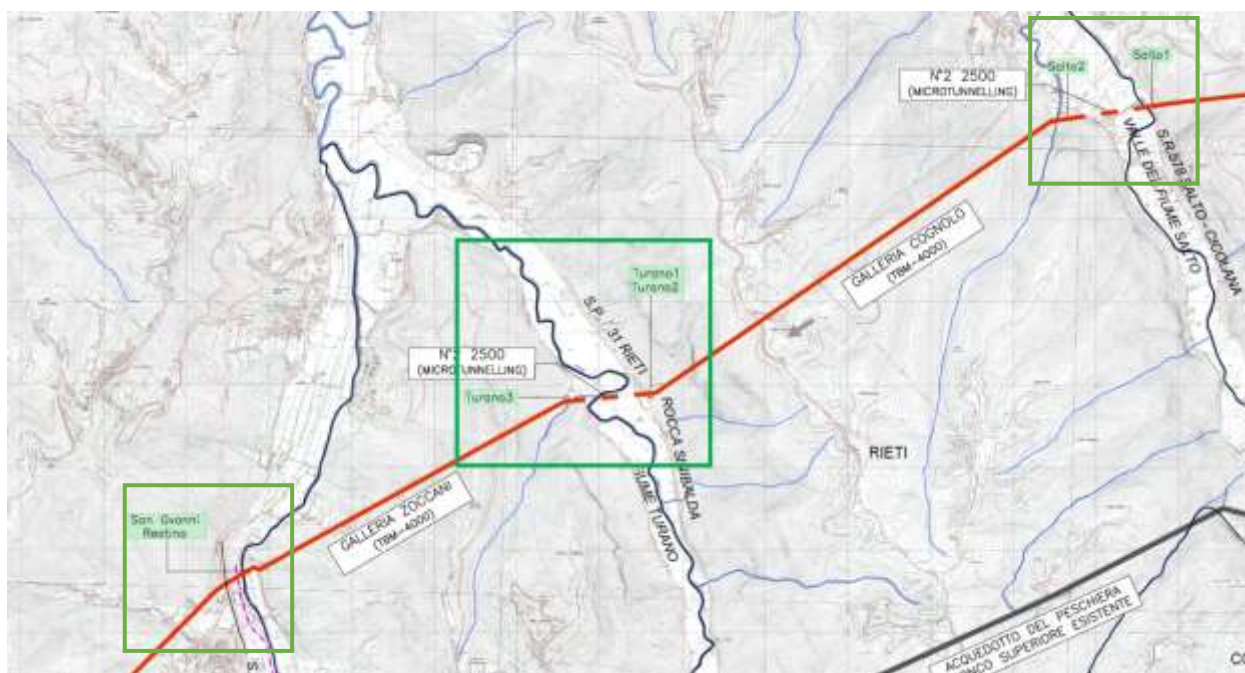


Figure 1-1: Planimetria generale

2 Documenti di riferimento

2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

Le valutazioni geotecniche e strutturali relative alle opere dell’intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996".
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 "Disposizioni urgenti di Protezione civile".
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- UNI EN 206-1, 2006, "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association
- “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005
- “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
- DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”
- DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”
- UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”
- UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”
- UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”.

- AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” (2012).
- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” (2012).
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” (1997).
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).

- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: "Resistenza e stabilità delle strutture a guscio"
- Linee guida per i compensatori di dilatazione metallici "EJMA – Standards of the Expansion Joint Manufacturers Association"
- UNI 1337 – Appoggi strutturali

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1 Salto 1

Il pozzo Salto 1 è un pozzo di spinta per il Microtunneling ed ha dimensioni interne pari a circa 26.00 m x 18.00 m ed altezza di circa 28.00 m.

Le fasi lavorative di scavo e realizzazione del materiale sono definite anche in funzione delle operazioni di scavo delle tratte in galleria e posa delle tubazioni di attraversamento in subalveo della piana. In prima fase sarà effettuato uno sbancamento del fronte di approccio per mezzo di paratie di pali multitirantate, fino a quota 402 m.s.l.m: questa operazione consente di ricavare un’area di cantiere idonea al montaggio della TBM DN4000 che sarà direzionata verso la piana di San Vittorino e il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto, realizzando la Galleria Ponzano. Non appena la TBM EPB inizierà lo scavo delle prime parti di galleria e limitati gli ingombri nell’area di cantiere, saranno realizzati dei pali compenetrati $\Phi 800$ e lunghezza 28.00 m per consentire la realizzazione del pozzo di arrivo/spinta dei sifoni del microtunneling e della parte più profonda del manufatto.

Nella configurazione definitiva il manufatto prevede la quota del piazzale di accesso posta a 408.70 m.s.l.m., al di sopra del primo tratto in galleria, che pertanto dovrà essere collegata al manufatto per mezzo di uno scatolare in c.a. in seguito ritombato.

3.2 Salto 2

Il manufatto Salto 2 è un pozzo di arrivo per il Microtunneling ed ha forma in pianta poligonale. L’altezza della struttura interrata è pari a circa 20m, da quota 386.87m s.l.m (piano di posa della fondazione) a quota piano campagna 407.25m s.l.m. L’altezza della parte fuori terra è 7.25m, da quota 407.25m s.l.m a quota 414.50m s.l.m.

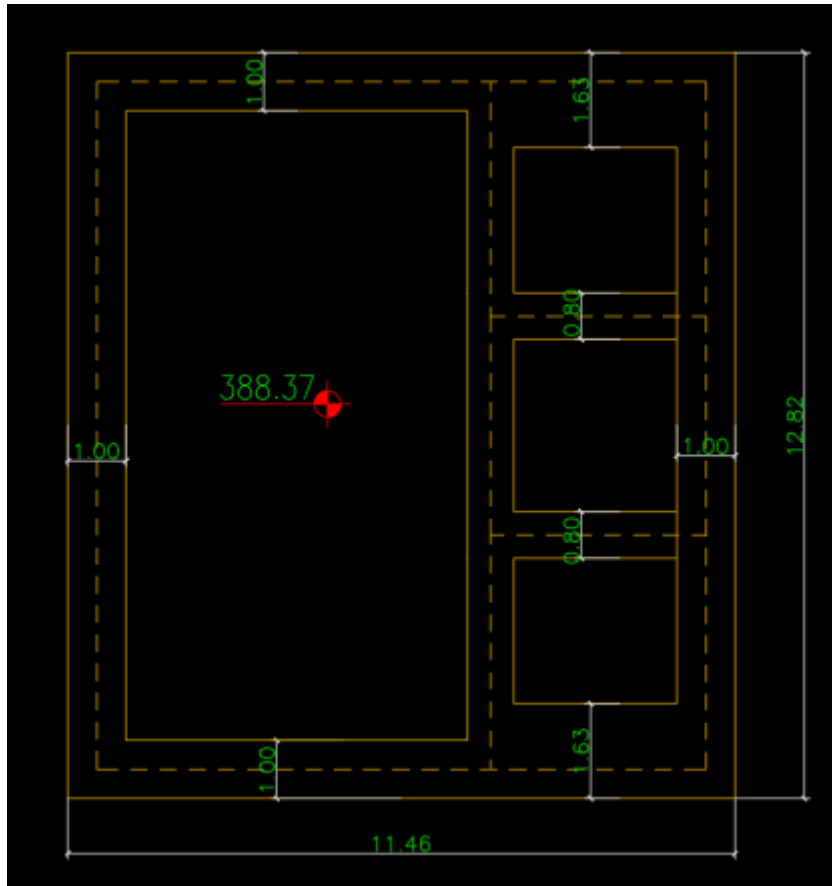


Figure 3-1: Piano di fondazione a quota 388.37m s.l.m.

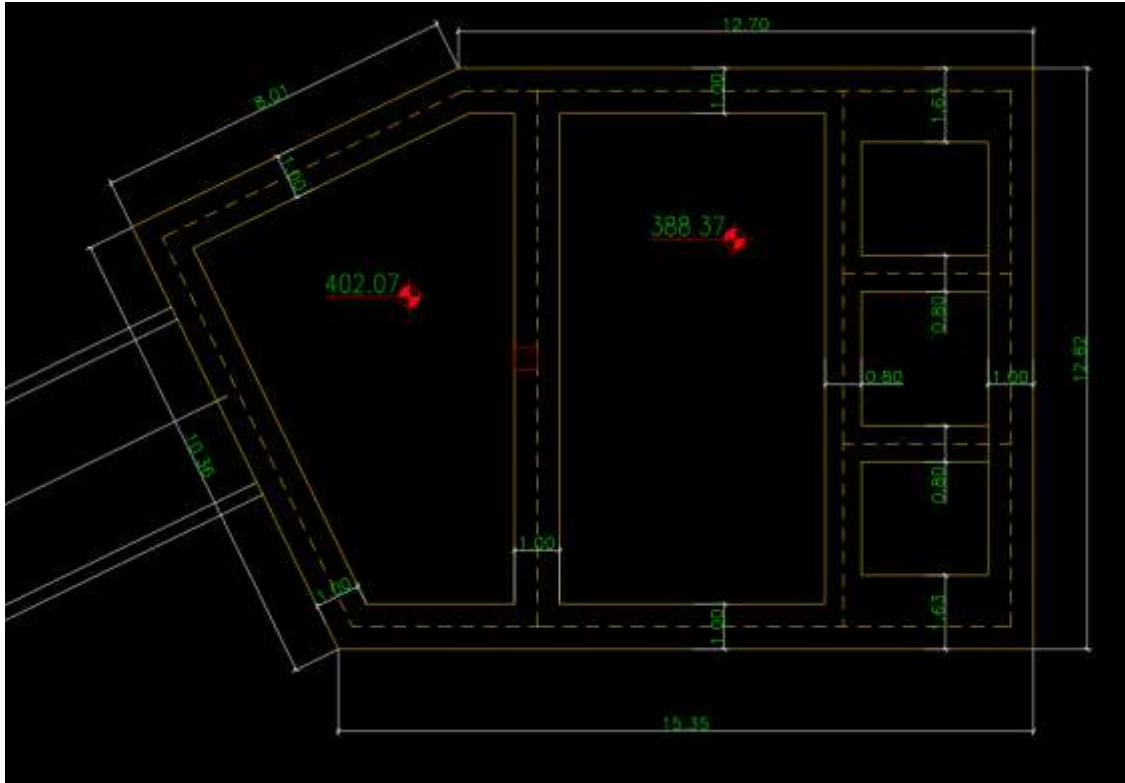


Figure 3-2: Orizzontamento a quota 402.07m s.l.m.

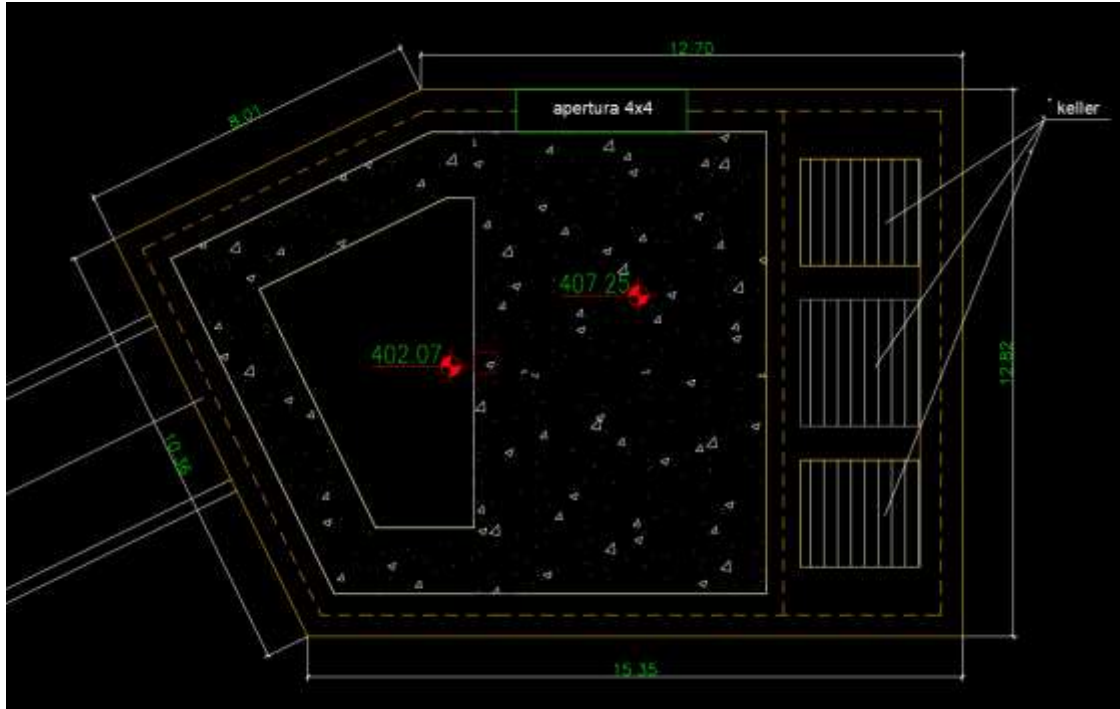


Figure 3-3: Orizzontamento a quota 407.25m s.l.m.

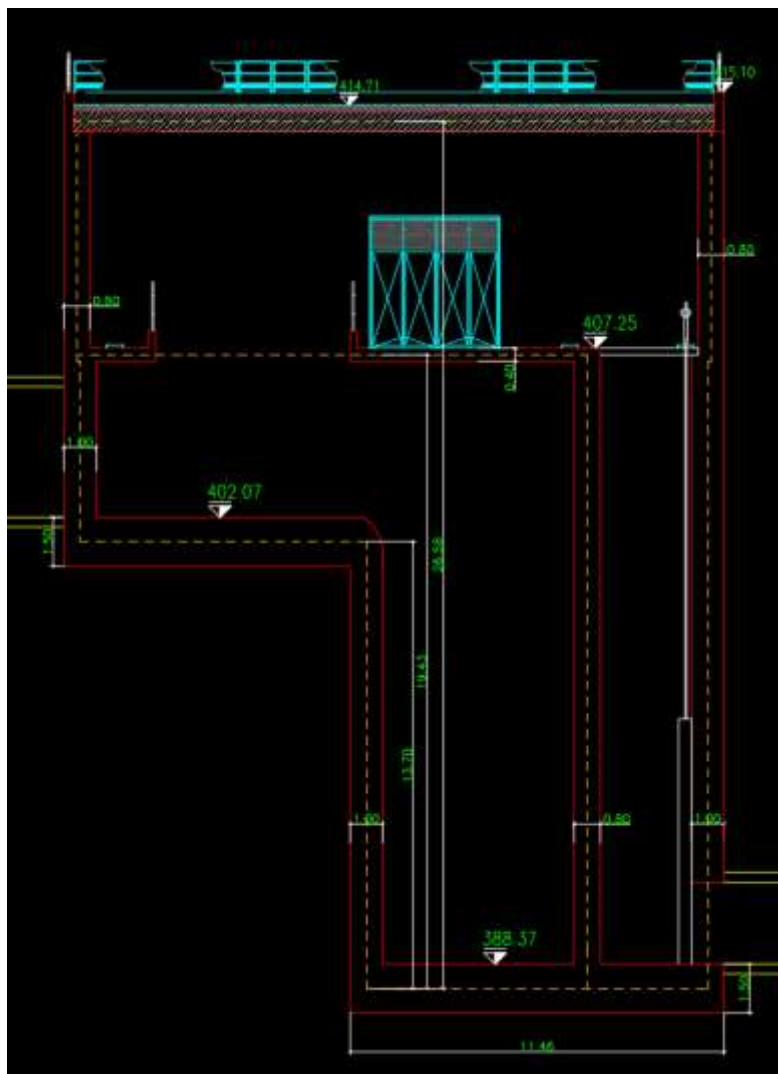


Figure 3-4: Sezione trasversale A-A

La quota 402.07m s.l.m., rappresenta la quota di arrivo della TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Cognolo, mentre la quota 388.37m s.l.m. rappresenta la quota di arrivo delle tubazioni del Microtunneling provenienti dal pozzo Salto 1.

Le fasi esecutive prevedono, la realizzazione di opere provvisorie a sostegno dello scavo, propedeutiche alla realizzazione del manufatto. Per una descrizione dettagliata delle opere provvisorie si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Il piano di fondazione a quota 388.37m s.l.m. ha uno spessore di 150cm. L’orizzontamento intermedio è posto a quota 402.07m s.l.m ed ha anch’esso uno spessore di 150cm. L’orizzontamento a piano campagna, a quota 407.25m s.l.m, ha spessore di 40cm. La copertura è realizzata con travi prefabbricate a pigreco H60 ordite secondo la direzione della luce minore.

Le pareti perimetrali interrate hanno spessore di 1.00m. Sul lato di arrivo delle condotte del MT è prevista la realizzazione di setti di spessore 80cm.

Le pareti della struttura fuori terra hanno spessore di 80cm. Nel manufatto si accede dall’alto attraverso un’apertura di dimensioni 4.00x4.00m. All’interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponete per la movimentazione degli organi di manovra. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 16.26m, da quota 388.37m s.l.m. a quota 404.63m s.l.m. In condizioni eccezionali, la quota di invaso può arrivare a 407.10m.s.l.m.

La quota di falda misurata è a 391m s.l.m.

3.3 Turano 1

Il manufatto Turano 1 di monte è un pozzo di spinta/arrivo (a seconda della canna da realizzare) per il Microtunneling ed ha forma in pianta poligonale con dimensioni esterne massime pari a 23.30 m x 25.40 m. L’altezza della struttura interrata è pari a 25.60m, da quota 381.73m s.l.m a quota piano campagna 407.35m s.l.m. L’altezza della parte fuori terra è 7.25m, da quota 407.35m s.l.m a quota 414.60m s.l.m.

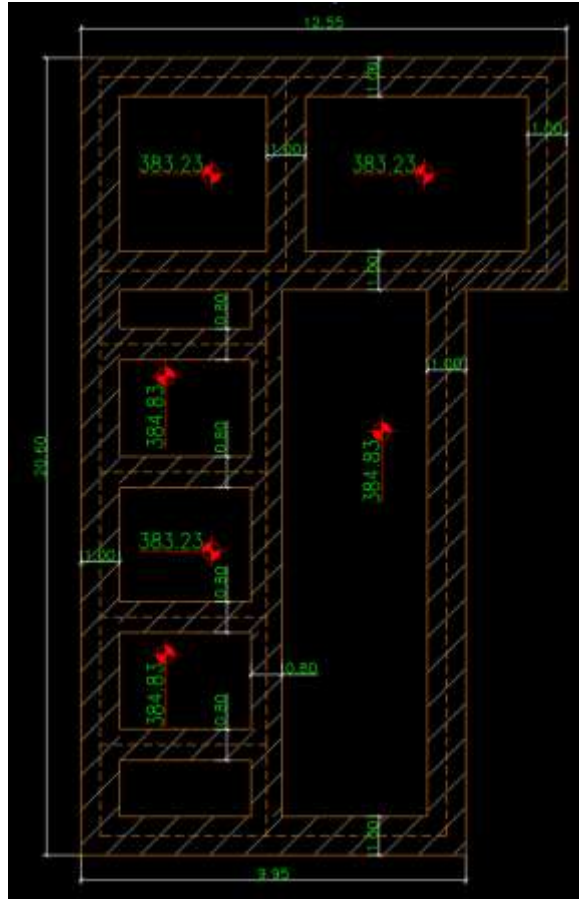


Figure 3-5: Piano di fondazione a quota 383.23m s.l.m.

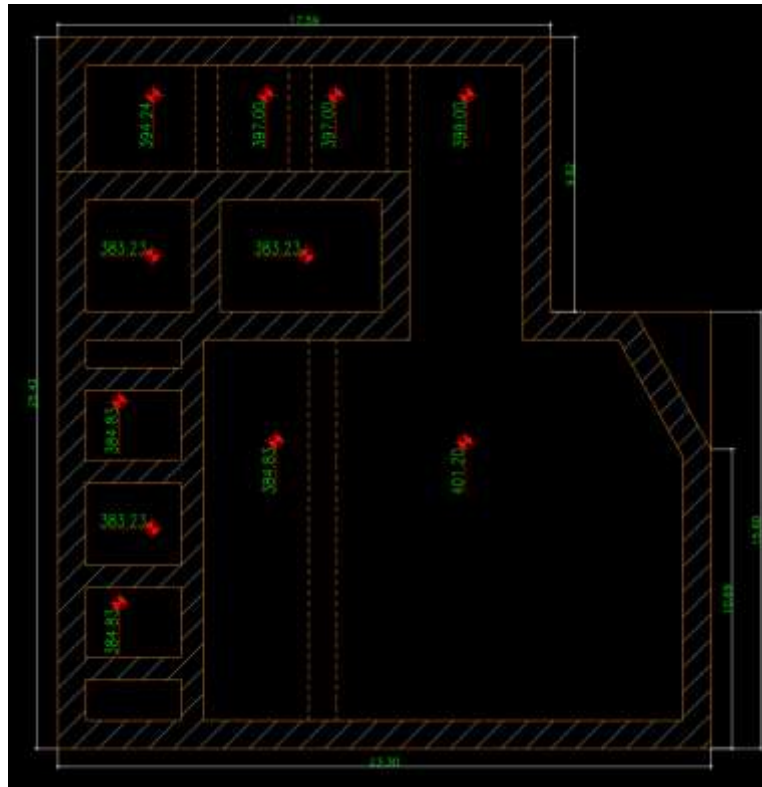


Figure 3-6: Orizzontamento a quota 401.20m s.l.m.

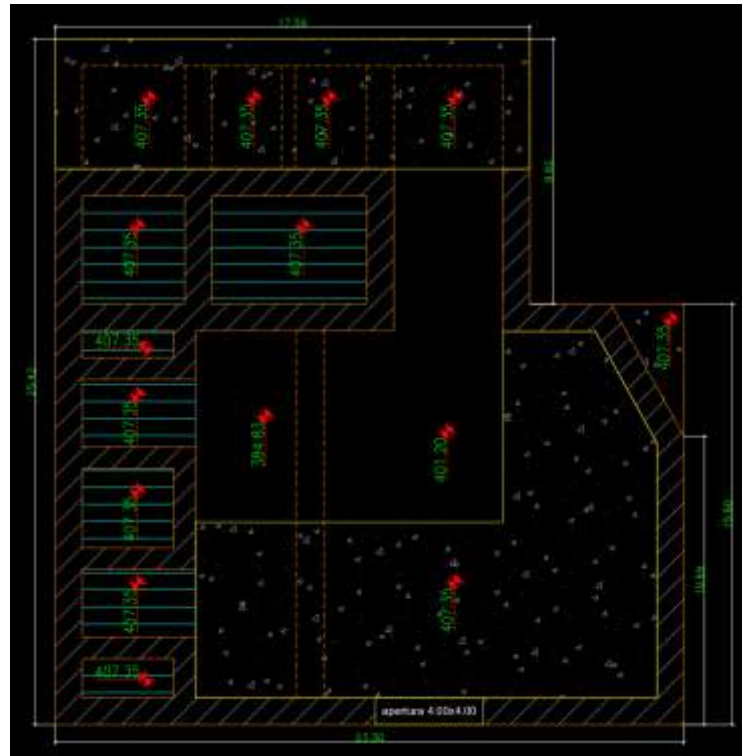


Figure 3-7: Orizzontamento a quota 407.35m s.l.m.

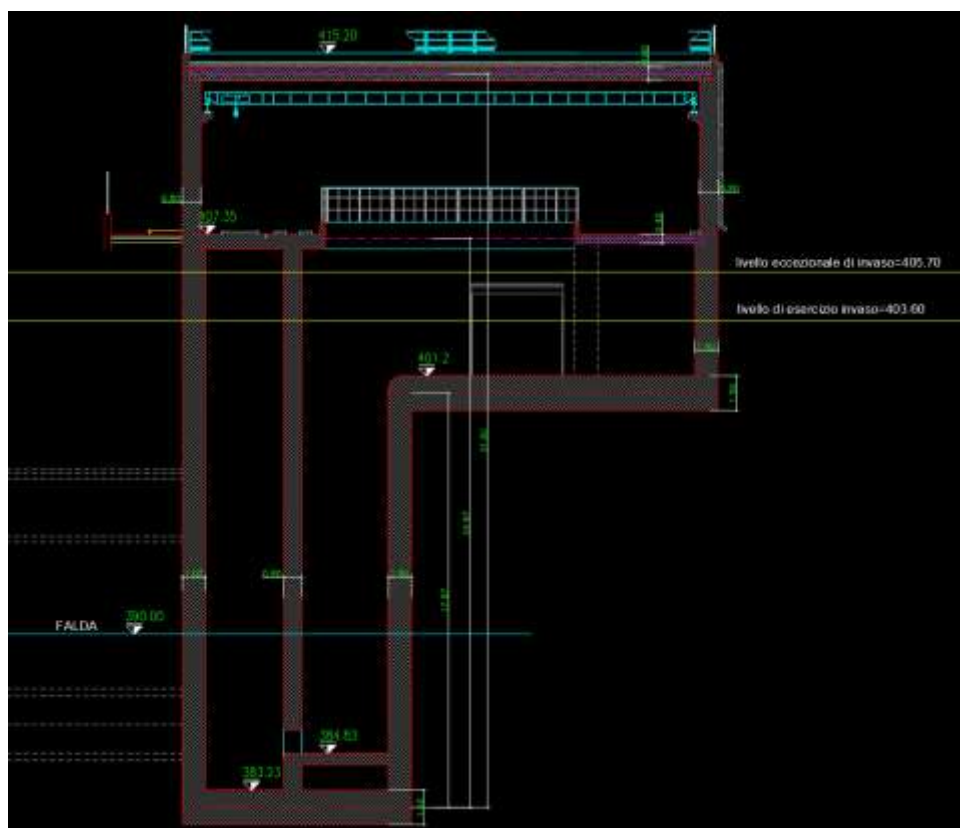


Figure 3-8: Sezione trasversale A-A

La quota 401.20m s.l.m., rappresenta la quota di arrivo della TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Cognolo. La quota 384.83m s.l.m. rappresenta la quota di arrivo delle tubazioni del Microtunneling dirette verso il pozzo Turano 3. Infine, la quota 394.24m s.l.m. rappresenta la quota di arrivo del microtunneling nella camera di scarico.

Le fasi esecutive prevedono, la realizzazione di opere provvisorie a sostegno dello scavo, propedeutiche alla realizzazione del manufatto. Per una descrizione dettagliata delle opere provvisorie si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Il piano di fondazione a quota 383.23m s.l.m. ha uno spessore di 150cm. L’orizzontamento intermedio è posto a quota 401.20m s.l.m ed ha anch’esso uno

spessore di 150cm. L’orizzontamento a piano campagna, a quota 407.35m s.l.m, ha spessore di 40cm. La copertura è realizzata con travi prefabbricate a pigreco H60 ordite secondo la direzione della luce minore.

Le pareti perimetrali interrate hanno spessore di 1.00m. Sul lato di arrivo delle condotte del MT è prevista la realizzazione di setti di spessore 80cm.

Le pareti della struttura fuori terra hanno spessore di 80cm. Nel manufatto si accede dall’alto attraverso un’apertura di dimensioni 4.00x4.00m. All’interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponete per la movimentazione degli organi di manovra. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 20.37m, da quota 383.23m s.l.m. a quota 403.60m s.l.m.. In condizioni eccezionali, la quota di invaso può arrivare a 405.70m.s.l.m.

La quota di falda misurata è a 390m s.l.m.

3.4 Turano 3

Il manufatto Turano 3 di valle è un pozzo di spinta/arrivo (a seconda della canna da realizzare) per il Microtunneling ed ha forma in pianta rettangolare con dimensioni esterne massime pari a 19.50 m x 15.15 m. L’altezza della struttura interrata è pari a 22.70m, da quota 384.39m s.l.m a quota piano campagna 407.10m s.l.m. L’altezza della parte fuori terra è 7.85m, da quota 407.10m s.l.m a quota 414.95m s.l.m.

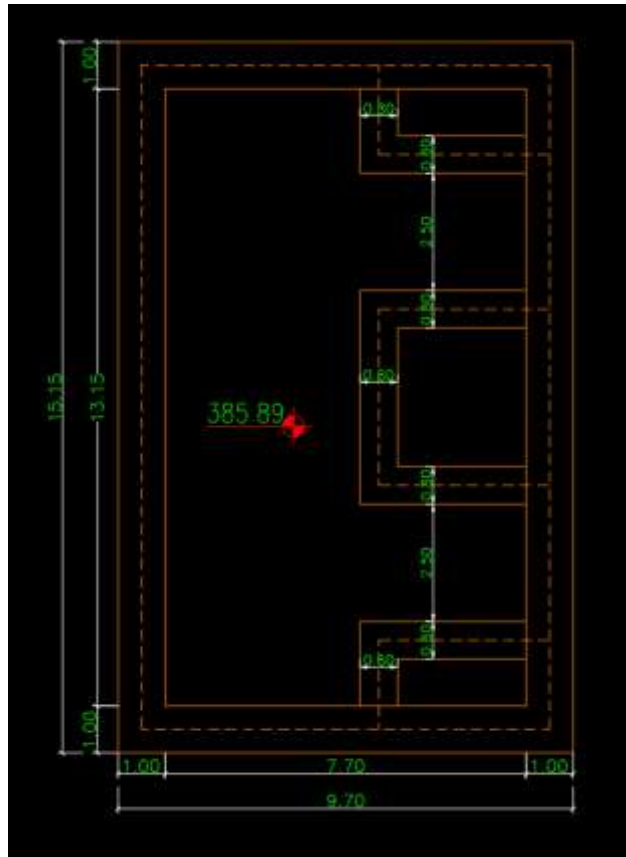


Figure 3-9: Piano di fondazione a quota 385.89m s.l.m.

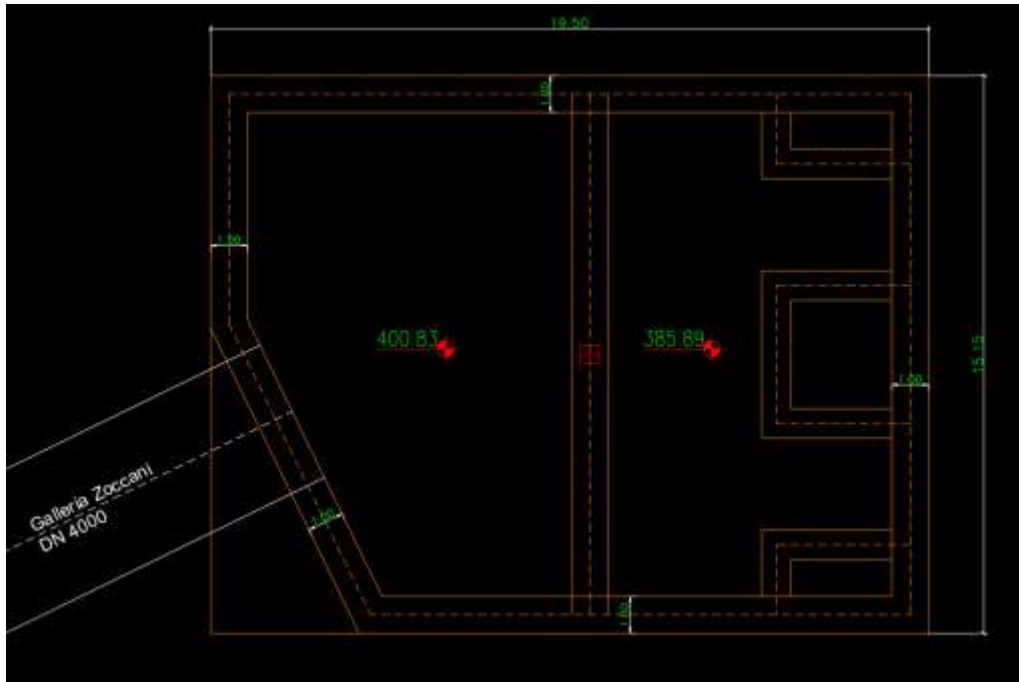


Figure 3-10: Orizzontamento a quota 400.83m s.l.m.

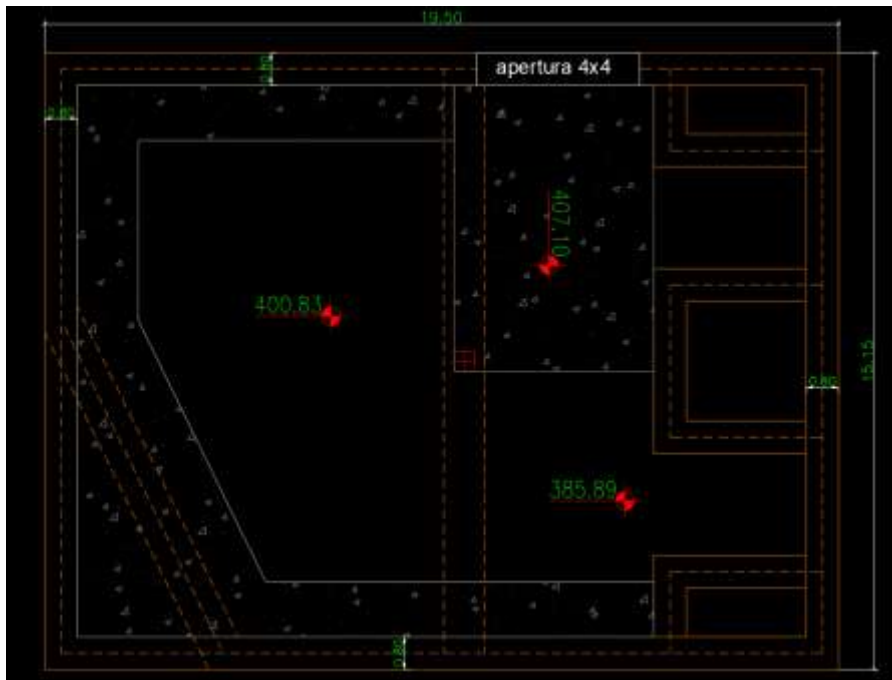


Figure 3-11: Orizzontamento a quota 407.10m s.l.m.

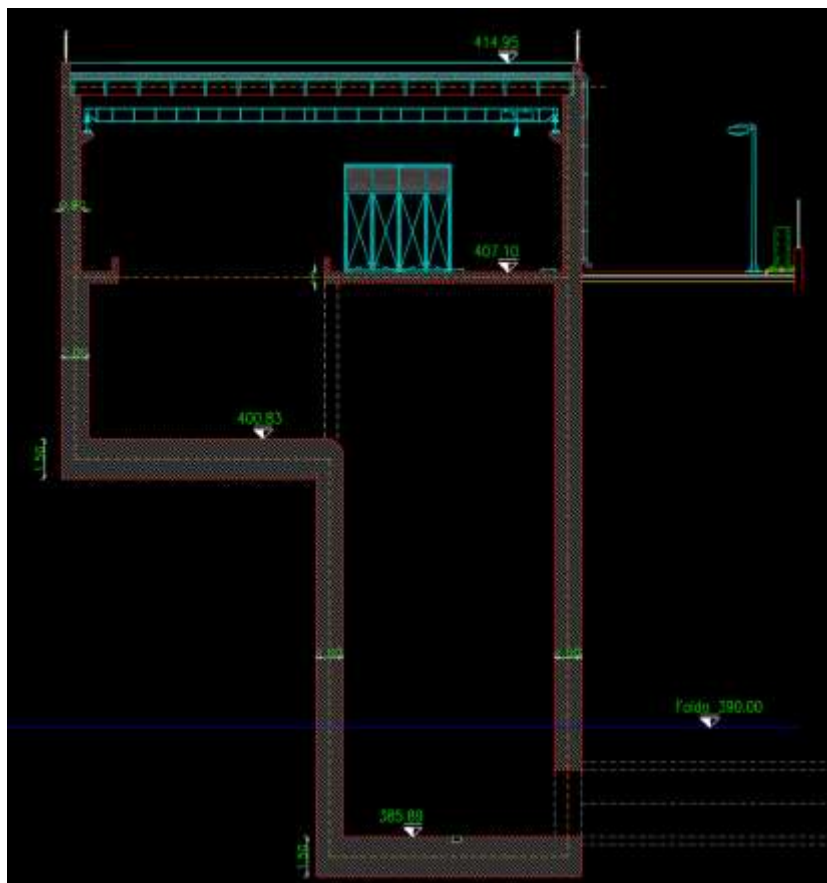


Figure 3-12: Sezione trasversale A-A

La quota 400.83m s.l.m., rappresenta la quota di arrivo della TBM DN4000 utilizzata per la realizzazione della Galleria Zoccani, mentre la quota 385.89m s.l.m. rappresenta la quota di arrivo delle tubazioni del Microtunneling provenienti dal pozzo Turano 1.

Le fasi esecutive prevedono, la realizzazione di opere provvisorie a sostegno dello scavo, propedeutiche alla realizzazione del manufatto. Per una descrizione dettagliata delle opere provvisorie si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Il piano di fondazione a quota 385.89m s.l.m. ha uno spessore di 150cm. L’orizzontamento intermedio è posto a quota 400.83m s.l.m ed ha anch’esso uno

spessore di 150cm. L’orizzontamento a piano campagna, a quota 407.10m s.l.m, ha spessore di 40cm. La copertura è realizzata con travi prefabbricate a pigreco H60 ordite secondo la direzione della luce minore.

Le pareti perimetrali interrato hanno spessore di 1.00m. Sul lato di arrivo delle condotte del MT è prevista la realizzazione di setti di spessore 80cm per l’alloggiamento dei gargami e quindi dei panconi.

Le pareti della struttura fuori terra hanno spessore di 80cm. Nel manufatto si accede dall’alto attraverso un’apertura di dimensioni 4.00x4.00m. All’interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponete per la movimentazione degli organi di manovra. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 16.86m, da quota 385.89m s.l.m. a quota 402.75m s.l.m.. In condizioni eccezionali, la quota di invaso può arrivare a 405.70m.s.l.m.

La quota di falda misurata è a 390m s.l.m.

3.5 Galleria Zoccani

La galleria Zoccani sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2.100 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunnelling Turano 3 all’imbocco della Piana delle Molette.

3.6 San Giovanni Reatino SGR

In località San Giovanni Reatino, sarà realizzato un manufatto a pianta rettangolare di dimensioni in pianta pari a circa 50 m x 40 m e altezza 28 m che consentirà il

passaggio dalla galleria idraulica DN4000 alla condotta DN3400 in acciaio che viaggerà parallelamente alla corsia carrabile all’interno della galleria Monte Vecchio di diametro DN7500.

A sostegno degli scavi verranno realizzate paratie di pali trivellati $\Phi 800$ e lunghezze medie comprese tra 15.00 m e 22.00 m e paratie di O-PILE 812/16 con profondità media di circa 30 m.

In questa zona, per le fasi di realizzazione, sarà presente l’impianto di prefabbricazione dei conci di tutte le gallerie scavate in meccanizzato.

3.7 Galleria Monte Vecchio

La galleria Monte Vecchio sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM con Doppio scudo, avrà diametro interno DN7500 e lunghezza 13.350 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 40 cm. Il funzionamento è in pressione, in una condotta DN3400 in acciaio da alloggiare all’interno della galleria DN7500 carrabile. All’interno della galleria sarà realizzata una soletta di c.a. atta al sostegno della tubazione di acciaio.

La collettrice verrà realizzata con acciaio strutturale S355JR, avrà uno spessore pari a 20 mm e verrà posata in opera in conci successivi uniti da saldature testa-testa. Un rivestimento interno in vernice epossidica garantirà l’abbattimento dei valori di scabrezza e la protezione della sezione idraulica; esternamente l’applicazione di uno strato di poliuretano di spessore pari ad almeno 1500 μ proteggerà la tubazione da eventuali agenti aggressivi provenienti dall’esterno. In fase di realizzazione dei carrelli dotati di martinetti idraulici opportunamente progettati consentiranno il trasporto e la posa in opera dei conci di tubazione DN3400 all’interno della galleria principale DN7500, il sostegno e la connessione della condotta alla soletta di

calcestruzzo armato sarà garantito da appoggi discreti posti ad un interasse longitudinale pari a 6 metri.

La Galleria collegherà la Piana delle Molette con il Manufatto Nodo S.

4 Materiali

4.1 Gallerie Naturali - scavo meccanizzato

4.1.1 Calcestruzzo per conci prefabbricati anello di rivestimento

La classe minima dovrà essere C50/60.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 37278 \text{ N/mm}^2$

Peso dell’unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49.80 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 28.22 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 4.06 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.84 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.87 \text{ N/mm}^2$

classe di esposizione XC2, XA2

classe di consistenza S4

4.1.2 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Nella Figura 4.2 seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018. Tali diagrammi sono definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (Agt)_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.

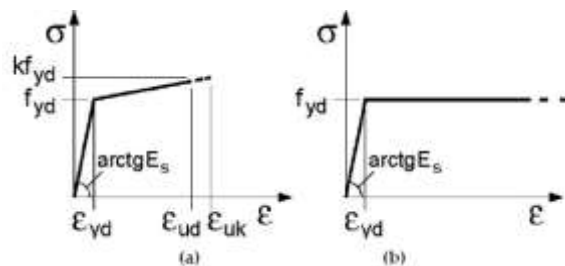


Figura 4.1 – Legge costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico (secondo EC2)	$E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$
Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di Snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
Deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} = 1.96 \%$
Deformazione limite allo SLU	$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_u$

4.1.3 Guarnizioni di tenuta idraulica

Al fine di garantire l’impermeabilizzazione delle gallerie, sarà predisposta lungo l’intero perimetro dei singoli conci costituenti l’anello una guarnizione a nastro ad espansione meccanica in EPDM su due livelli per la galleria DN4000 e su un livello esterno per la galleria DN7500. Le caratteristiche prestazionali minime sono le seguenti:

- Guarnizione di tipo ancorata, in EPDM con predisposizione cordolino idrofilico tipo FIP 3316GV1-A (o equivalente) per i conci della galleria DN7500 e tipo FIP GK26x16AH (o equivalente) per i conci delle gallerie DN 4000;
- tenuta idraulica ≥ 20 bar (requisiti di installazione: offset ≤ 10 mm e joint gap =5mm);
- tenuta idraulica in esercizio minima durante la vita utile dell’opera ≥ 5 bar;

Le guarnizioni devono rispettare le raccomandazioni STUVA in termini di durabilità e rilassamento del materiale nei confronti dei fenomeni di invecchiamento.

Di seguito si riportano le caratteristiche tecniche minime richieste dalle linee guida STUVA per le guarnizioni elastomeriche EPDM relativamente alle diverse prove di laboratorio.

TEST	STANDARD	UNIT	REQUEST VALUE STUVA
Hardness	ISO 48	Shore A	70±5
Density	DIN 53749	g/cm ³	
Tensile strength	ISO 37	Mpa	≥ 9
Ultimate elongation	ISO 37	%	≥ 200
Compression set 22h @ 70 °C	ISO 815	%	$\leq 25 / \leq 30$
Ozone resistance	ISO 1431	-	No Cracks

AGEIN IN	STANDARD	HARDNESS [Sh/A]	TENS. STRENGTH [%]	ELONGATION BET. [%]
Air	ASTM D573	min -5 / max +8	min -20 / max +10	min -30 / max +10

Tabella 4.1 – Caratteristiche tecniche minime richieste dalle linee guida STUVA

4.1.4 Sistemi di connessione dei giunti in direzione circonferenziale

- tipo FIP BIBLOCK 84-46-274 M (o equivalenti)
- Resistenza a taglio $\geq 150\text{kN}$
- Forza di estrazione (pull out) $\geq 90\text{kN}$

4.2 Pozzi e Manufatti

4.2.1 Calcestruzzo armato C 32/40

Per la scelta della classe di esposizione delle strutture all'ambiente in cui verranno edificate, si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle norme EN206-1 e UNI 11104. Per le vasche contenenti liquidi la Classe di Esposizione Ambientale minima prevista è la: XA2 \rightarrow Rck minima C32/40. Per i manufatti interrati di progetto, ove non espressamente indicato, è previsto un copriferro nominale pari a 40 mm.

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40\text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 33643\text{ N/mm}^2$
- Peso di volume $\gamma_c = 25\text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.20\text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81\text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10\text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17\text{ N/mm}^2$

- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$

4.2.2 Calcestruzzo per getti subacquei

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Proprietà anti-washout < 15%
- Classe di esposizione ambientale XA2
- Classe di consistenza S4
- D_{max} aggregato 25 mm
- Tipo/classe di cemento IV/A

4.2.3 Calcestruzzo armato per paratie di pali e opere di contenimento dello scavo

La classe minima dovrà essere C25/30.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

classe di esposizione XC2, XA2

4.2.4 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

Si considerino le stesse caratteristiche riportate al 4.1.2.

4.2.5 Calcestruzzo magro

Si prevede un calcestruzzo di classe C 12/15.

4.2.6 Acciaio da carpenteria

Si considerano le stesse caratteristiche riportate al **Errore. L'origine riferimento n on è stata trovata.**

4.2.7 Connettori a taglio

Barre a filettatura continua tipo Dywidag o equivalenti

Dati tecnici

Codice			Barre a filettatura continua					Barre lisce		
			18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diametro nominale	d_s	[mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Area	S_n	[mm ²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso teorico per metro ¹	M	[kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Passo	c	[mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Carico caratteristico di rottura	F_m	[kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Max. forza di tiro iniziale ² $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$		[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. forza sovratensione ³ $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$		[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

Figura 4.2 – Caratteristiche minime barre filettate

4.3 Processo di saldatura

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all’arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063. È ammesso l’uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l’Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie

(ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062.

5 MANUFATTO SALTO MONTE

Il progetto prevede il dimensionamento strutturale del manufatto di carico Monte del Salto, opera necessaria all’attraversamento con tecnica di microtunneling del fiume Salto. Il manufatto di carico è composto da un unico volume per lo più interrato, in particolare risulta interrato da quota 408.70m slm sino al piano di fondazione a quota 384.48m slm. La parte esterna del manufatto presenta un piazzale a quota +408.70m slm su 3 lati dell’edificio, mentre dal lato che affaccia verso valle, il manufatto è rivestito con terre armate per una latezza massima di 6.30m fuori terra. La struttura ha forma irregolare, in pianta ed in elevazione, in particolare la fondazione a quota +385.40 ha dimensioni esterne paria 9.95×20.60m, a quota +402.39m slm la fondazione si allarga nella camera di ingresso della condotta $\varnothing 2500$, dove sono previste anche deviazioni perimetrali per lo scarico di emergenza che raggiunge il fiume mediante successiva condotta. La pianta a quota +402.39 ha dimensioni circa pari a 17.55×25.40m, per poi divenire di dimensioni pari a 17.55×20.60m per la parte fuori terra. La parte del pozzo di carico sarà eseguita mediante la edificazione preliminare di una paratia di pali alla quali dalla quota di imposta della fondazione raggiungono il piano di imposta della fondazione della camera di imbocco della condotta.

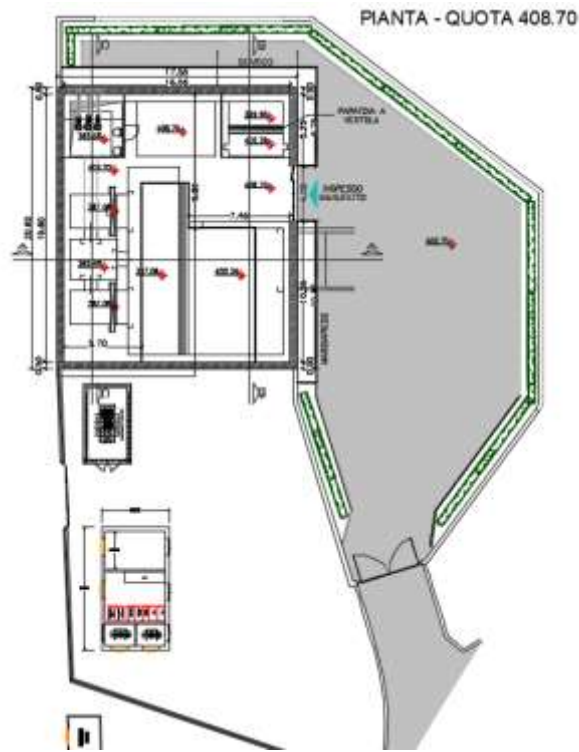


Figura 5.1 – Planimetria piazzale quota +408.70m s.l.m

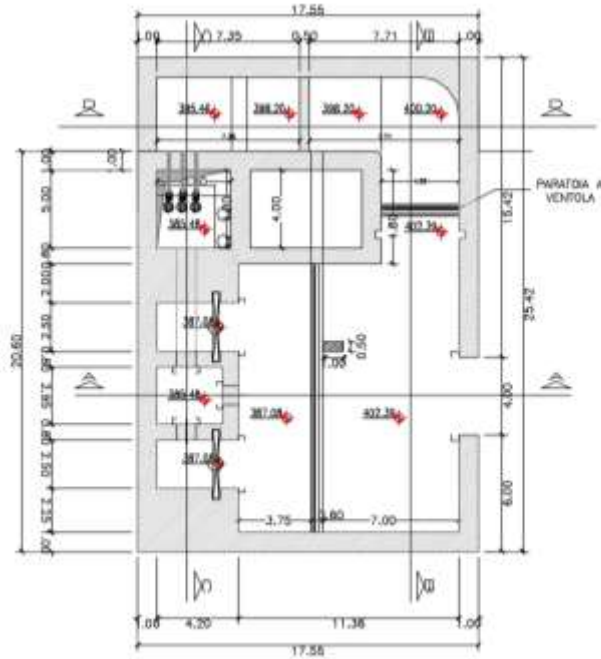


Figura 5.2 – Pianta quota +387.8

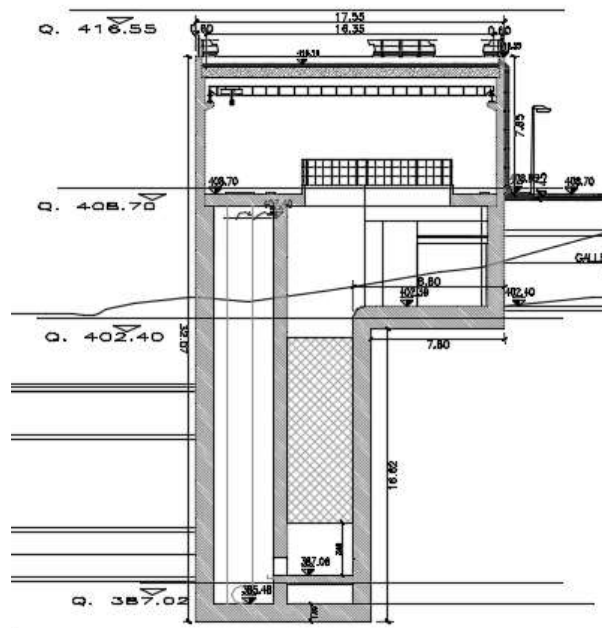


Figura 5.3 – Sezione trasversale manufatto

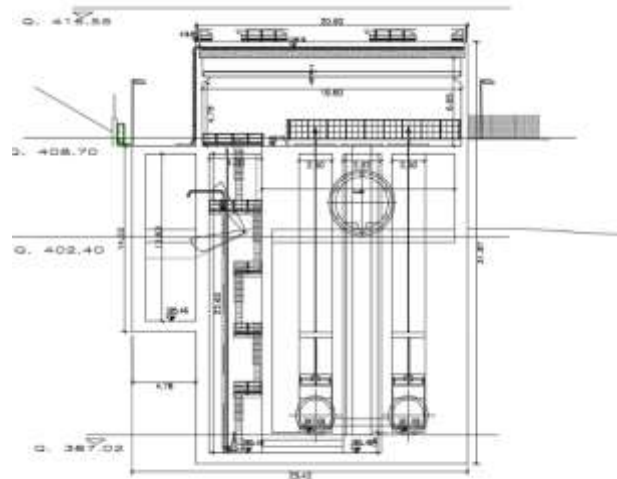


Figura 5.4 – Sezione trasversale manufatto

Le platee hanno spessore pari a 1.30m, le pareti perimetrali ed i setti interni hanno spessore pari a 1,0m sino a quota piazzale, mentre fuori terra le pareti hanno spessore pari a 0.60m. La copertura si trova a quota +416.16m slm ed è costituita da elementi prefabbricati in cemento armato precompresso, del tipo a doppio T.

Nel manufatto si accede dall’alto ed all’interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponete per la movimentazione degli organi di manovra. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente che raggiunge la quota di carico pari a 405.00m slm. La quota di falda misurata si attesta a 493.00m slm.

5.1 Inquadramento Geologico Tecnico

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, unitamente ai rilievi geomeccanici e geostrutturali di campo, alle prove di laboratorio ed ai dati geologici pregressi e disponibili circa l’assetto litostratigrafico delle aree di indagine, hanno consentito la definizione dei parametri geotecnici delle unità litotecniche incontrate, ciascuna delle

quali è costituita da terreni con un simile comportamento geotecnico, geomeccanico e sismico.

Ciascuna unità litotecnica è stata definita analizzando in maniera congiunta inoltre i risultati delle prove geofisiche effettuate, definendo differenti range di valori di velocità delle onde S (derivate da prospezioni MASW e Down-Hole), ciascuna associata ad un’unità litotecnica.

Infine, per tutta la lunghezza del tracciato di progetto è stato definito il modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico di riferimento, attribuendo ad ogni unità litotecnica i parametri medi. Nel caso in cui alle profondità di interesse fossero disponibili risultati ottenuti da prove di laboratorio geotecnico o in situ e dalle prospezioni sismiche (MASW, HVSR e Down-Hole), si sono utilizzati tali valori puntuali per la parametrizzazione geotecnica e sismo-stratigrafica dell’unità litotecnica.

Di seguito la parametrizzazione fisico-meccanica e sismica caratteristica delle unità litotecniche riconosciute:

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_n (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	f_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	21	1348
FUC	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose calcaree	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alterazioni, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

K₁₁ Litologia: MAI GSI: 55 RMR: 56 (II) Jv: 12	K₁₆ Litologia: SAA GSI: 50 RMR: 51 (II) Jv: 15	K₁₉ Litologia: VAS GSI: 40 RMR: 53 (II) Jv: 7.2	K₂₇ Litologia: MAI GSI: 60 RMR: 60 (II) Jv: 8.8	K₃₃ Litologia: FUC GSI: 30 RMR: 48 (II) Jv: 18	K₁₇ Litologia: MAI GSI: 35 RMR: 43 (II) Jv: 18.4	K₂₆ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 41 (II) Jv: 22.9	K₂₈ Litologia: MAI GSI: 25 RMR: 41 (II) Jv: 24	K₁₅ Litologia: SBI GSI: 45 RMR: 51 (II) Jv: 14.9	K₁₈ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 56 (II) Jv: 12.6	K₂₅ Litologia: SBI GSI: 60 RMR: 56 (II) Jv: 10.8
--	--	---	---	--	--	--	--	--	--	--

Unità litotecnica	Descrizione	Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove penetrometriche			Modulo E _v statico da geostatica		Range valori da prove di laboratorio						
		n° prove	C _u (MPa)	ϕ' (°)	E _v (MPa)	n° prove	E _v (MPa)	ϕ'_{max} (°)	E _v (MPa)	n° prove	γ (kN/m ³)	prova d'angolo snello c' (MPa)	ϕ' (°)	prova connessa c' (MPa)	ϕ'_{max} (°)	c _u (MPa)	q _u (MPa)
MI (Piana San Vittorino)	Sabbie medio-fine con ghiaie (classi 0-20)	9	53	-	4	-	-	-	-	8	18-20	0-40	12-18	3.6	4.8	7.5	-
ALL (Viale del Sale)	Ghiaie in matrice sabbiosa argillosa	12	-	31	13	-	-	-	-	12	17-21	7-9	19-16	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Viale del Torone)	Sabbie-fine fluide con ghiaie arenose	6	-	33	10	-	-	-	-	8	18-21	10-12	16-18	5.5	4.1	7.0	-
ALL (Piano di Anani)	Arginosa ghiaiosa in matrice fluvo-sabbiosa con ghiaie sabbioso-argillose	17	-	31	13	-	-	-	-	3	17-19	0-30	24-30	3.1	4.7	4.6	-
FLG	Argille limose con interstratificazioni sabbiose-fine	13	-	39	25	-	-	-	-	4	17-19	15-45	18-18	4.0	6.7	7.3	150-300
IGR	Conglomerati calcareo-arenacei da orientati a molto orientati	/	/	/	/	8	308	42	387	7	18-19	-	-	-	-	-	-
IMP	Conglomerati calcareo-arenacei, con ghiaie sabbiose, sabbie e calcaree	/	/	/	/	1	133	41	102	1	20	-	-	-	-	-	-
IGC	Conglomerati di medio-grandine a sabbiosità orientati	13	-	38	23	7	162	41	127	8	17.5-20	-	-	-	-	-	-

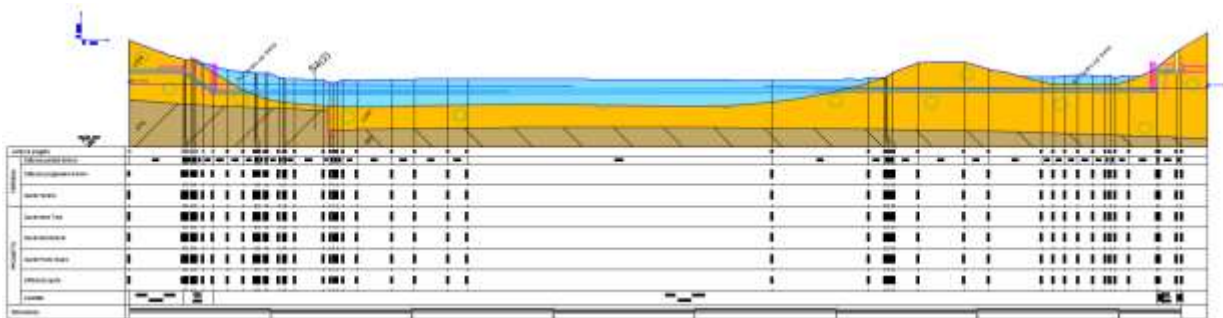


Figura 5.5 – Sezione stratigrafica longitudinale

Alluvioni ALL

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 8 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 31^\circ$$

$$E_{ed}=5.2 \text{ MPa}$$

$$\nu =0.2$$

Conglomerati UGR

$$\gamma= 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c'=30 \text{ kpa}$$

$$\varphi'=33^\circ$$

$$E_{young}=108 \text{ MPa}$$

$$\nu =0.2$$

$$E_y=11512.2 \text{ MPa}$$

Posizione della falda 393.0m slm

La struttura come anticipato sarà edificata parzialmente all'interno di una paratia perimetrale, e superiormente da quota +402.40 in una zona di scavo più ampia ricavata dalla esecuzione di una paratia più esterna che costituirà il perimetro del piazzale di manovra, a riempimento finale rispetto alle pareti di scavo, sarà depositato terreno di rinfiacco opportunamente compattato. Per le caratteristiche di progetto del terreno di rinfiacco si rimanda al paragrafo relativo al calcolo delle spinte orizzontali esercitate sul manufatto sia in condizioni statiche che sismiche.

5.2 Inquadramento Sismico

Per il manufatto Nodo S sono stati considerati i seguenti parametri sismici:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84 ; Long. Est - 12.9222; Lat Est : 42,37722
- Categoria Suolo B
- Parametri indipendenti di pericolosità sismica

Parametri di Pericolosità Sismica

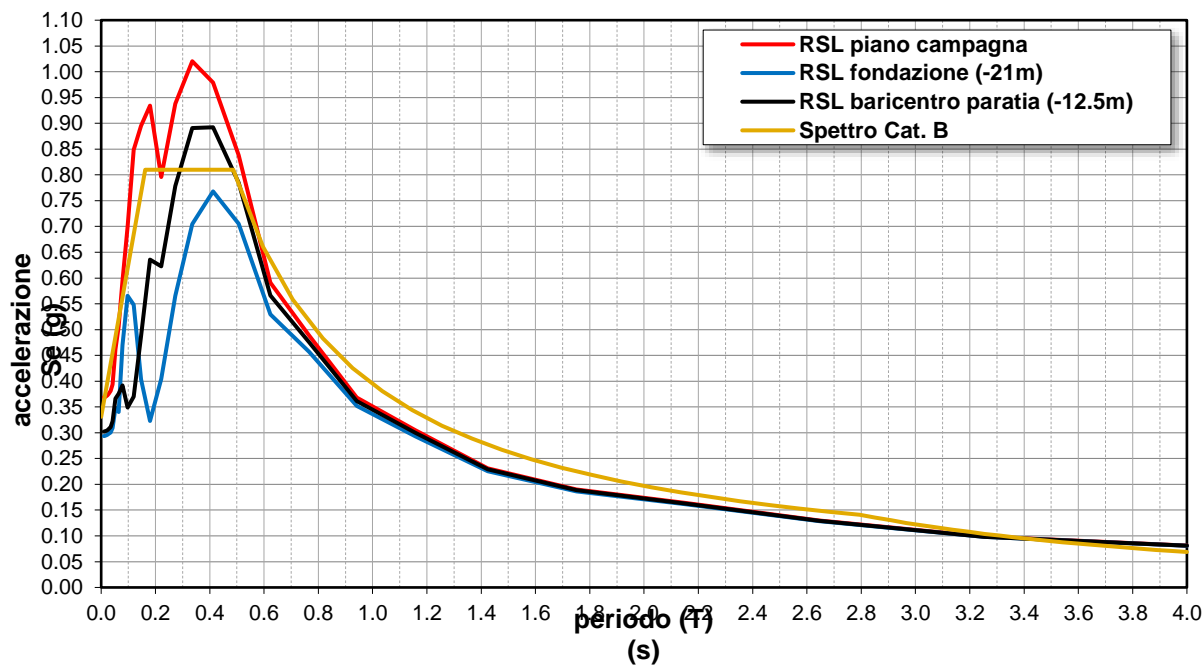
<i>Stato Limite</i>	T_r	$a_g=A_g/g$	F_0	T^*_c
<i>Operatività (SLO)</i>	120	0.113	2.391	0.301
<i>Danno (SLD)</i>	201	0.14	2.363	0.315
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	1898	0.293	2.456	0.361
<i>Collasso (SLC)</i>	3899	0.317	2.465	0.365

- Quota Zero sismico: 408.70m slm, quota piazzale esterno (+23.30m dall'estradosso della fondazione)

- Spettri elastici

Per gli spettri elastici si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geologica, in particolare agli studi specifici di risposta sismica locale, ed inseriti i valori dello spettro SLV nel modello di calcolo

Spettri di risposta elastici STATO SLV



5.3 Schema di calcolo

La struttura è stata verificata mediante modellazione ad elementi finiti, con modello composto da elementi shell, piastra e pareti, travi e pilastri.

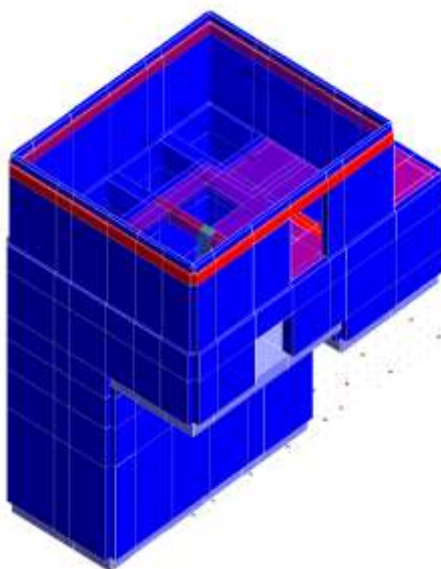


Figura 5.6 – Modello F.E.M. della struttura lato N-E

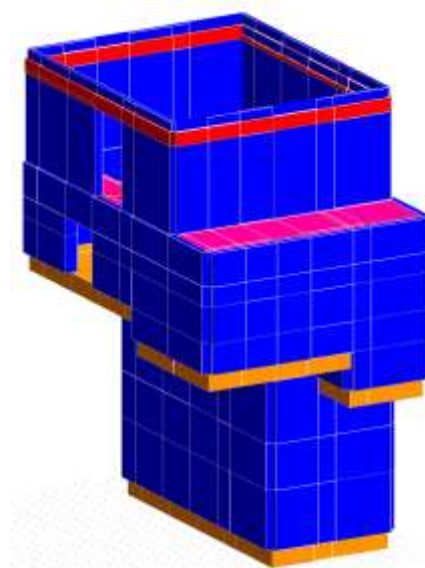


Figura 5.7 – Modello F.E.M. della struttura lato scarico

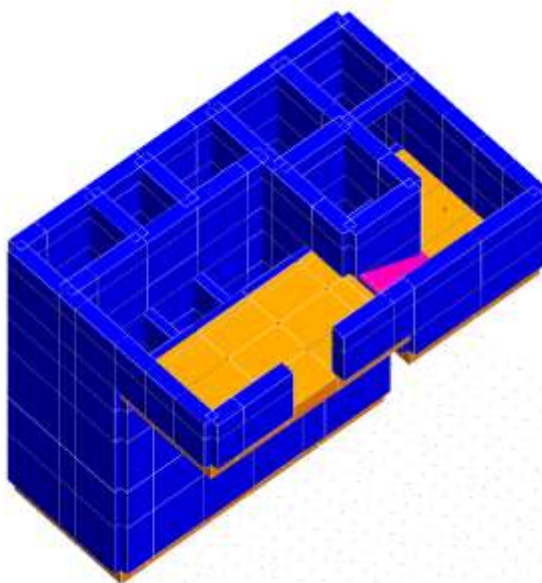


Figura 5.8 – Sezione quotata Modello F.E.M.

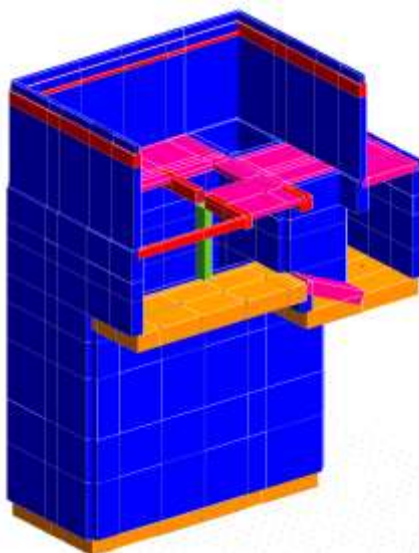


Figura 5.9 – Modello F.E.M. sezione longitudinale.

5.4 Analisi dei carichi

5.4.1 Analisi delle azioni verticali

Peso proprio

Il peso proprio degli elementi principali della struttura, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria dei vari elementi strutturali con i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

Azioni solaio di piano di Copertura +416.16m slm

Solaio tipo PIGRECO

Peso Proprio

- Peso proprio elementi in c.a.p. = 3.65 kN/m²

Peso Permanente Portato

- Soletta di completamento, $0.05 \times 25 \text{ kN/m}^3_{cls}$ = 1.25 kN/m²

- Massetto all. pendenze 14 kN/m^3 sp. medio 10cm = 1.40 kN/m²

- Impianti $10 \times 17 \text{ kN/m}^3$ = 1.70 kN/m²

Sommano portati = 3.75 kN/m²

- Carico *accidentale coperture* 1.0 kN/m² = 1.00 kN/m²

- Carico *accidentale Neve* = 1,14 kN/m²

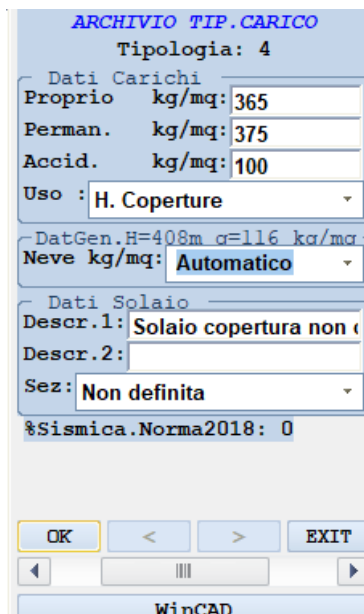


Figura 5.10 – Definizione carichi per pannelli al piano di copertura

Azioni di piano

Per il piano a quota piazzale è stata considerata un'area possibilmente sottoposta a carichi dovuti a mezzi di manutenzione

- Carico accidentale mezzi manutenzione = 20.00 kN/m².

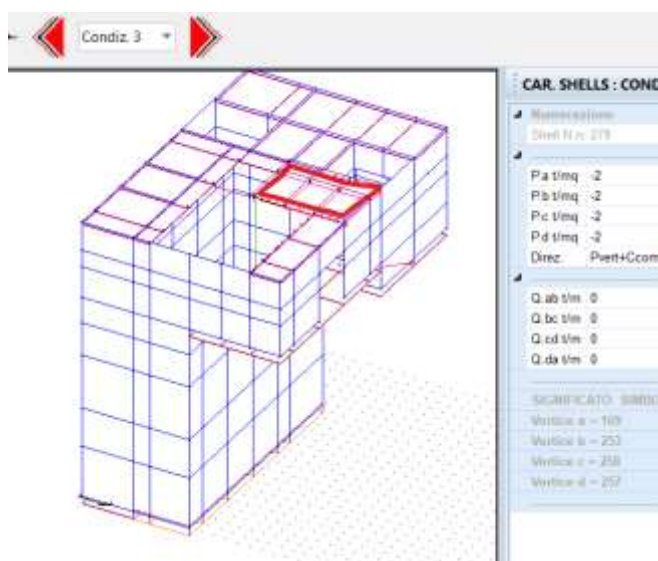


Figura 5.11 – Area di carico mezzo di manutenzione zona frontale all'accesso carrabile del manufatto

- Carico accidentale aree pedonabili interne ed esterne = 3.00 kN/m².

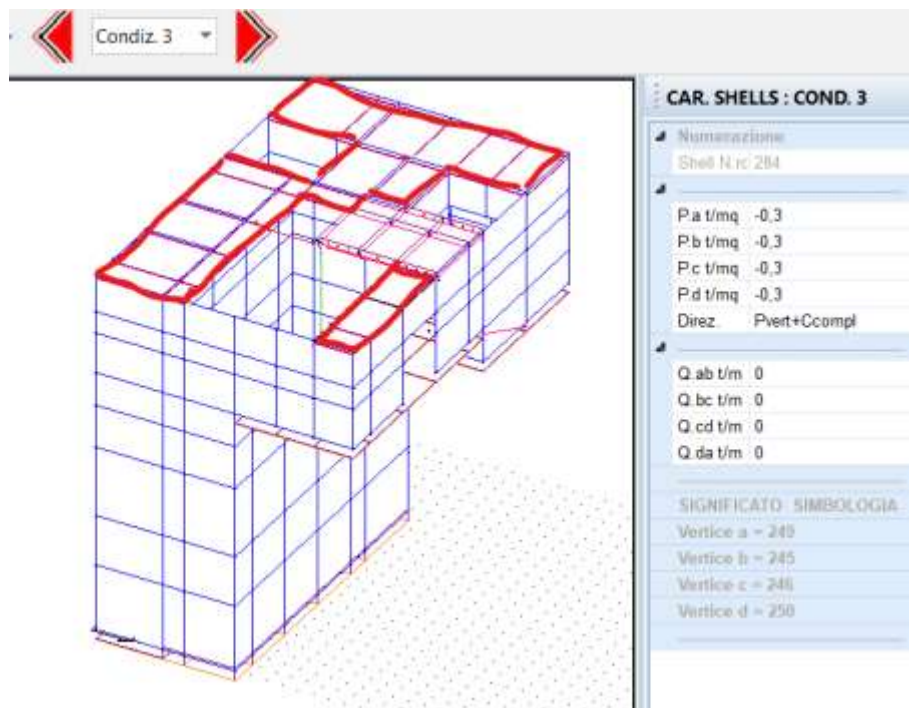


Figura 5.12 – Area di carico ad uso esclusivo operatori di manutenzione

- Carico accidentale platea +402.40 = 3.00 kN/m².

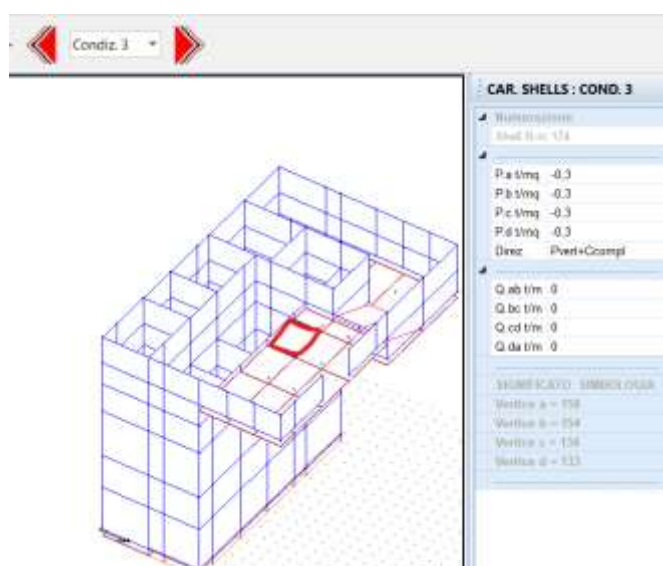


Figura 5.13 – Carico accidentale platea +402.40

- Carico accidentale platea $+385.48 = 6.00 \text{ kN/m}^2$.

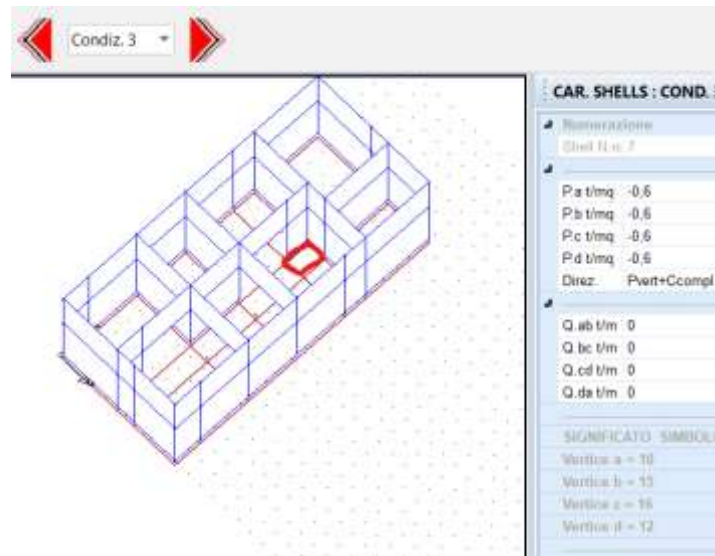


Figura 5.14 – Carico accidentale platea +402.40

- Sovraccarico permanente platea $+385.48 = 40.00 \text{ kN/m}^2$.

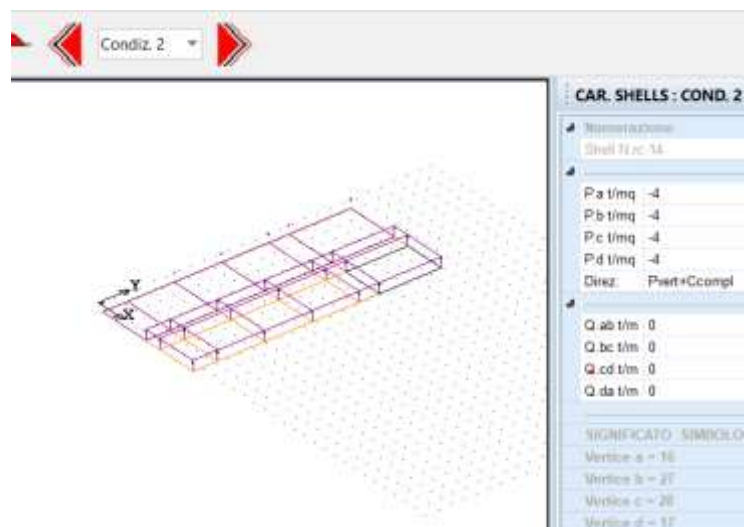


Figura 5.15 –Carico portato permanente per riempimento con cls del fondo manufatto

5.4.2 Azioni sulle pareti Laterali

Spinta statica del terreno condizione di carico n.8

Spinta del terreno al disopra della platea +402.40m slm

Sino alla quota +402.40 si è considerata la spinta del terreno di riporto con le caratteristiche meccaniche di seguito riportate

Dati terreno di rinfiaccio

- Peso terreno saturo $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito interno $\phi' = 27^\circ$
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$
- sovraccarico accidentale sul terreno = 20 kN/m^2 .

Combinazione A1-M1

$$\sigma_{hM1} (z = 2.3 \text{ m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{\text{nat}} \cdot z = 0,546 \cdot 19 \cdot 2.3 = 23.9 \text{ kN/m}^2$$

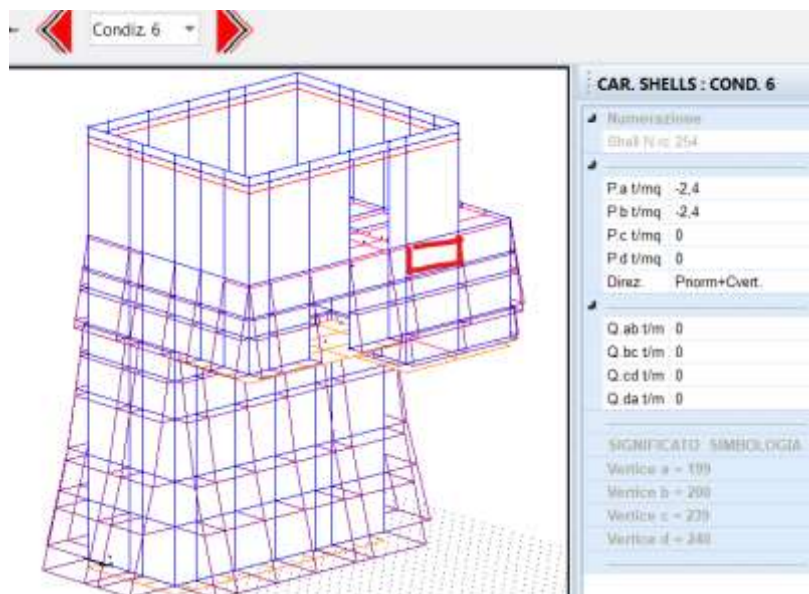
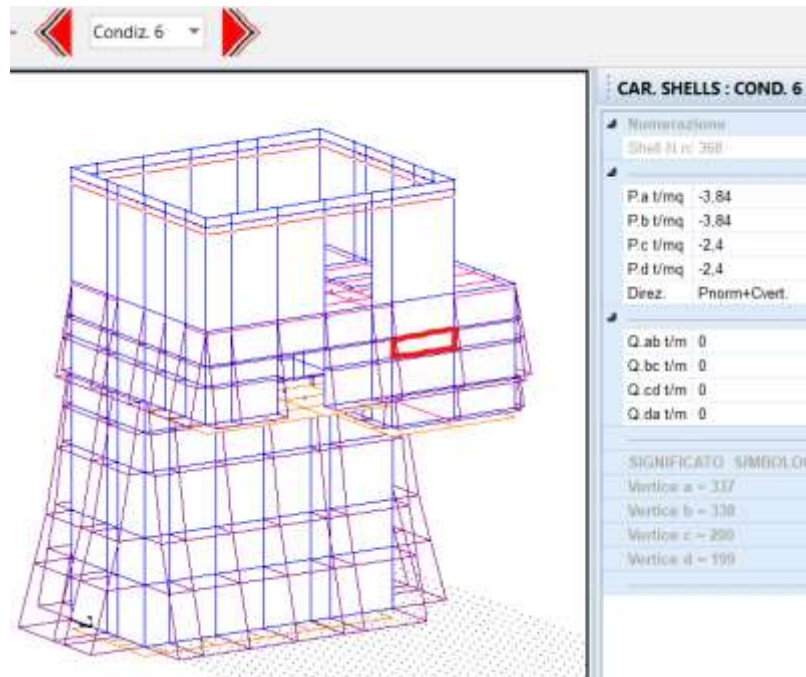


Figura 5.16 –Carico terreno sulle pareti sino a profondità 2.3 dal p.c.

$$\sigma_{hM1} (z = 3.7 \text{ m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{\text{nat}} \cdot z = 0,546 \cdot 19 \cdot 3.7 = 38.4 \text{ kN/m}^2$$

**Figura 5.17 – Carico terreno sulle pareti dalla profondità 2.3 sino a profondità 3.7 dal p.c.**

$$\sigma_{hM1} (z = 6.3 \text{ m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{\text{nat}} \cdot z = 0,546 \cdot 19 \cdot 6.3 = 65.4 \text{ kN/m}^2$$

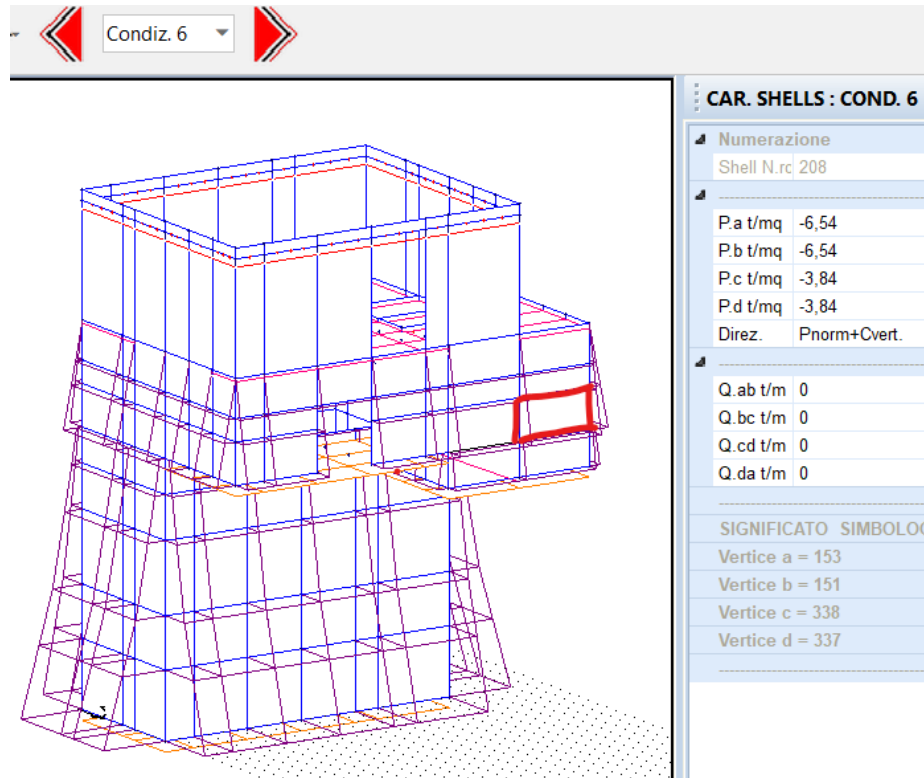


Figura 5.18 –Carico terreno sulle pareti dalla profondità 3.7 sino a profondità 6.3 dal p.c.

Spinta del terreno al disotto della platea a +402.40m slm

Al di sotto della quota +402.40 si è considerata la spinta del terreno imposto a quella profondità con i parametri di seguito riportati:

Dati terreno di rinfiaccio

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 30 \text{ kpa}$$

$$\varphi' = 33^\circ$$

$$E_{\text{young}} = 108 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

$$E_y = 11512.2 \text{ MPa}$$

Posizione della falda 393.0m slm

Combinazione A1-M1

$$\sigma_{hM1}(z=6.7\text{m}) = K_{0M1} \gamma_{\text{sat}} z - 2c'(K_{0M1})^{0.5} = 0,455 \cdot 20 \cdot 6.7 - 2 \cdot 30 \cdot (0.455)^{0.5} = 20.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{hM1}(z=8.5\text{m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot z - 2c'(K_{0M1})^{0.5} = 0,455 \cdot 20 \cdot 8.5 - 2 \cdot 30 \cdot (0.455)^{0.5} = 36.9 \text{ kN/m}^2$$

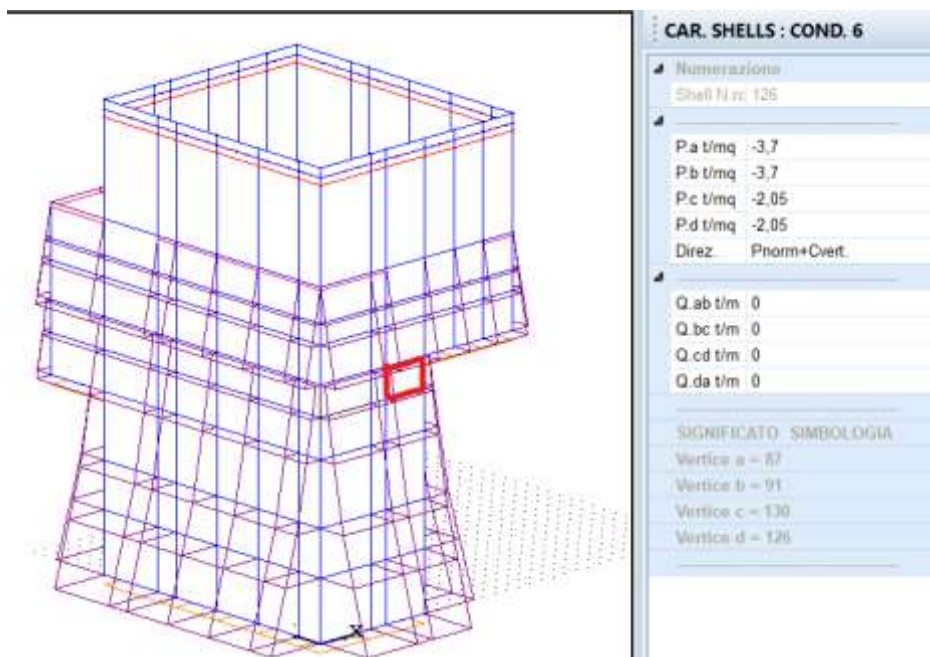


Figura 5.19 – Andamento pressione del terreno da quota 6.7 a 8.5 m dal p.c.

$$\sigma_{hM1}(z=11.2\text{m}) = K_{0M1} \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot z - 2c'(K_{0M1})^{0.5} = 0,455 \cdot 20 \cdot 11.2 - 2 \cdot 30 \cdot (0.455)^{0.5} = 61.5 \text{ kN/m}^2$$

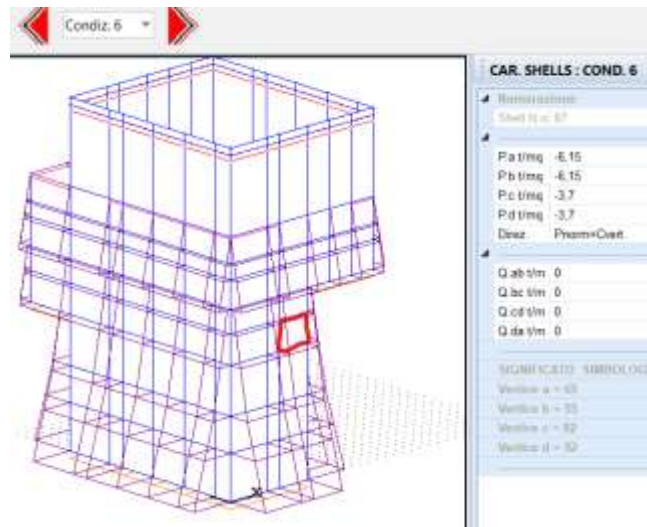


Figura 5.20 – Andamento pressione del terreno da quota 8.5 a 11.2 m dal p.c.

$$\sigma_{hM1}(z=15.7m) = K_{OM1} \cdot \gamma_{sat} \cdot z - 2c'(K_{OM1})^{0.5} = 0,455 \cdot 20 \cdot 15.7 - 2 \cdot 30 \cdot (0.455)^{0.5} = 102.5 \text{ kN/m}^2$$

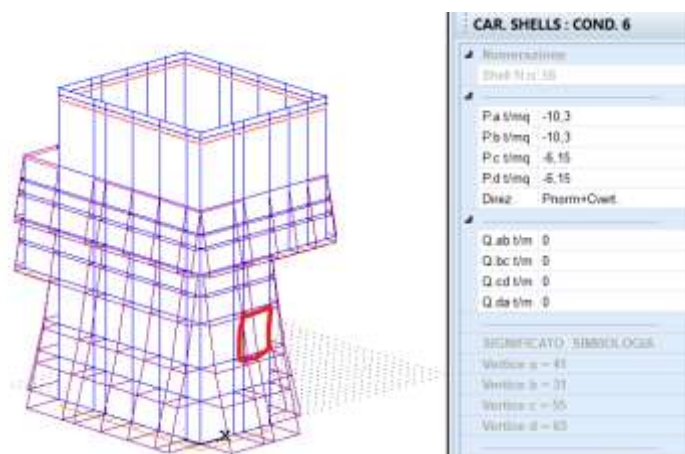


Figura 5.21 – Andamento pressione del terreno da quota 11.2 a 15.7 m dal p.c.

$$\sigma_{hM1}(z = 19.0m) = K_{OM1} (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma_{nat} \cdot (z - Q_f)) - 2c'(K_{OM1})^{0.5} = 0,455 \cdot (20 \cdot 15.70 + 10 \cdot (19 - 15.70)) - 2 \cdot 30 \cdot (0.455)^{0.5} = 150.5 \text{ kN/m}^2$$

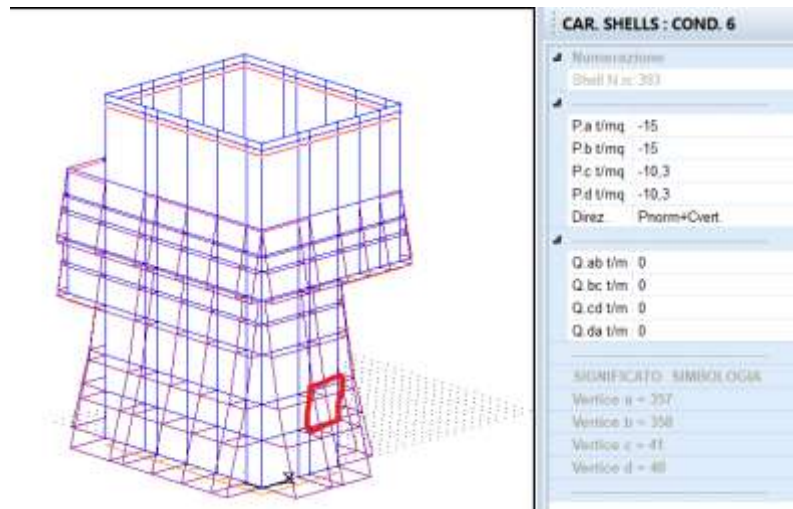


Figura 5.22 – Andamento pressione del terreno da quota 15.7 a 19 m dal p.c.

$$\sigma_{hM1} (z = 23.2m) = K_{OM1} (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma_{nat} \cdot (z - Q_f)) - 2C'(K_{OM1})^{0.5} = 0,455 \cdot (20 \cdot 15.70 + 10 \cdot (23.2 - 15.70)) - 2 \cdot 30 \cdot (0.455)^{0.5} = 211.6 \text{ kN/m}^2$$

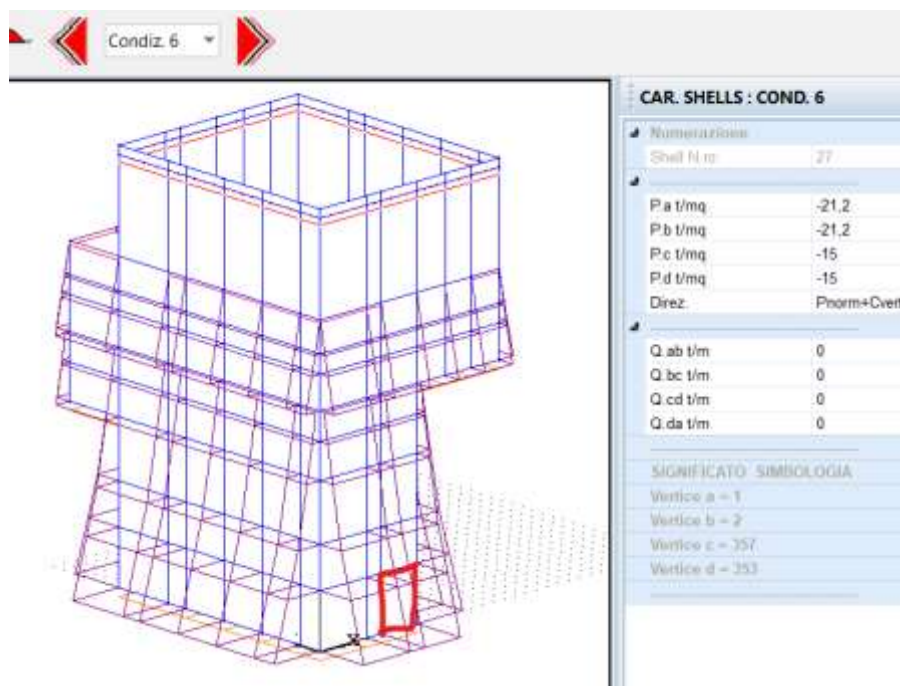


Figura 5.23 – Andamento pressione del terreno da quota 19.0 a 23.20 m dal p.c.

Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Per quanto riguarda l'incremento della spinta del terreno in fase dinamica, il valore della accelerazione da tenere in conto per la applicazione della formula di Wood risulta pari a:

$$a_g/g=0.26$$

che differisce dal valore della accelerazione stimata al piano di campagna in base a quanto riportato nella relazione geologica allegata al presente progetto. Per cui si prende a riferimento il valore calcolato dall'analisi RSL alla quota del baricentro delle paratie che è pari a

$$a_g/g=0.303$$

Per cui si ha che la pressione agente in fase sismica è pari a $p = 0.303 \cdot 20 \cdot 23.20 = 140.59 \text{ kN/m}^2$.

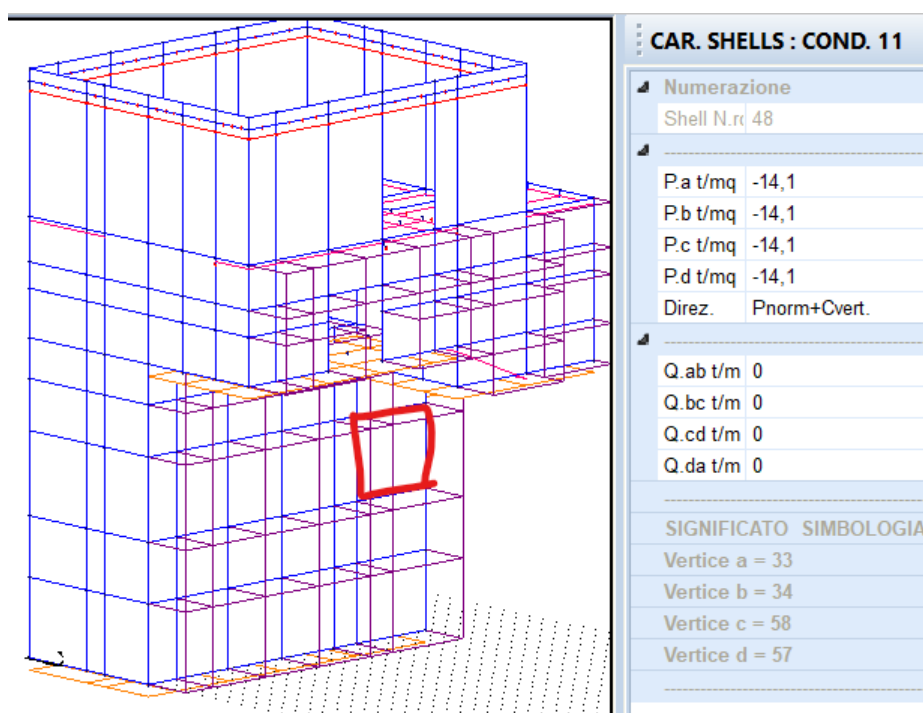


Figura 5.24 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre lato piazzale dir -X

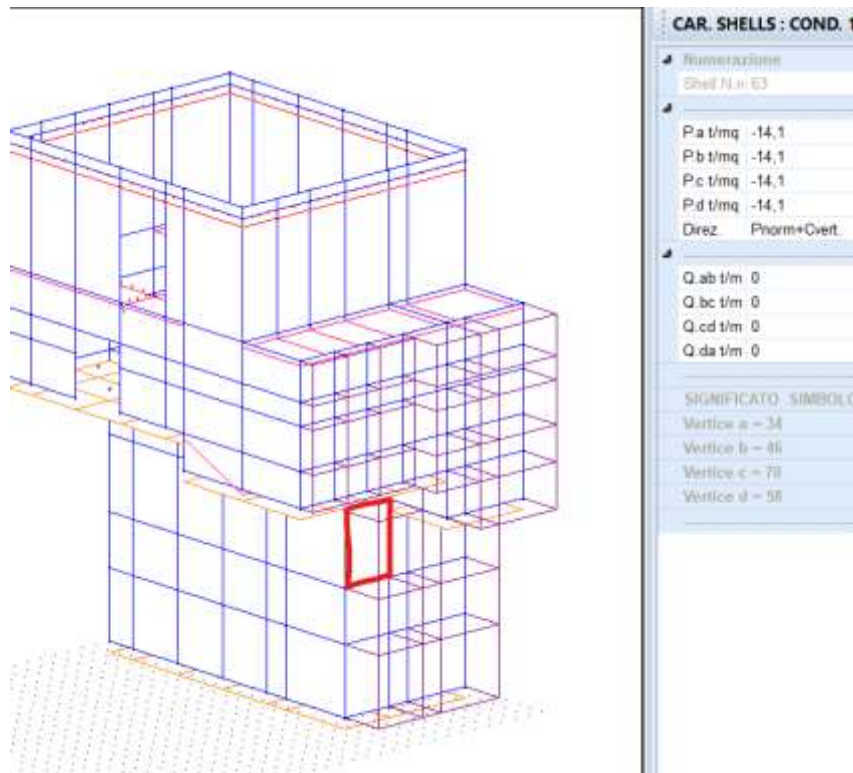


Figura 5.25 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre lato piazzale dir -Y

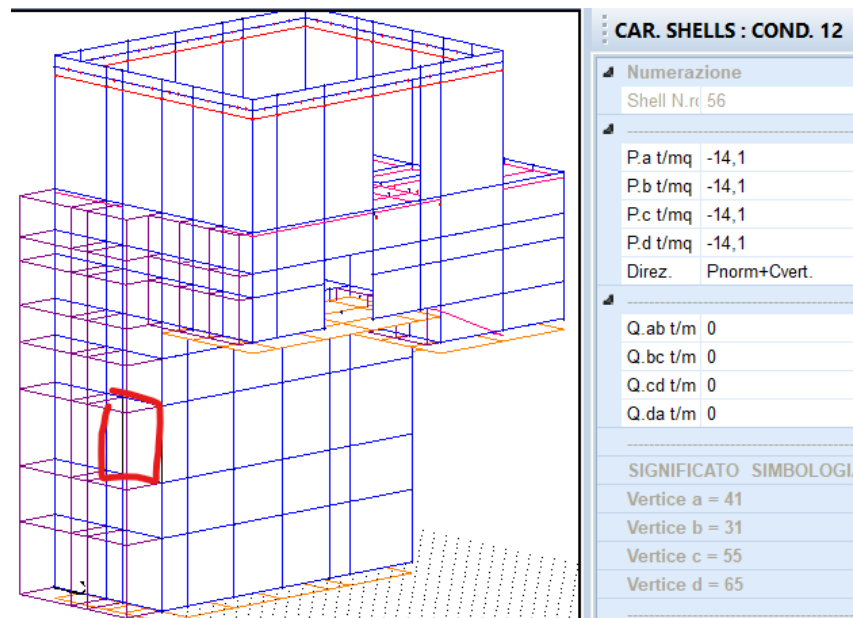
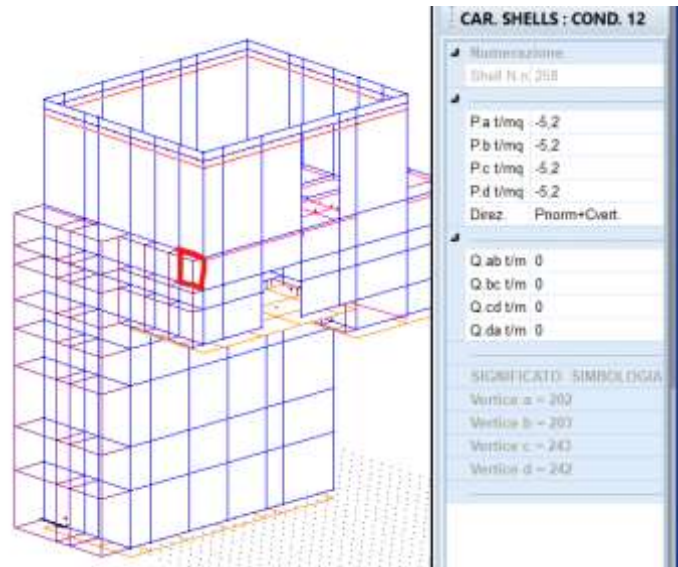


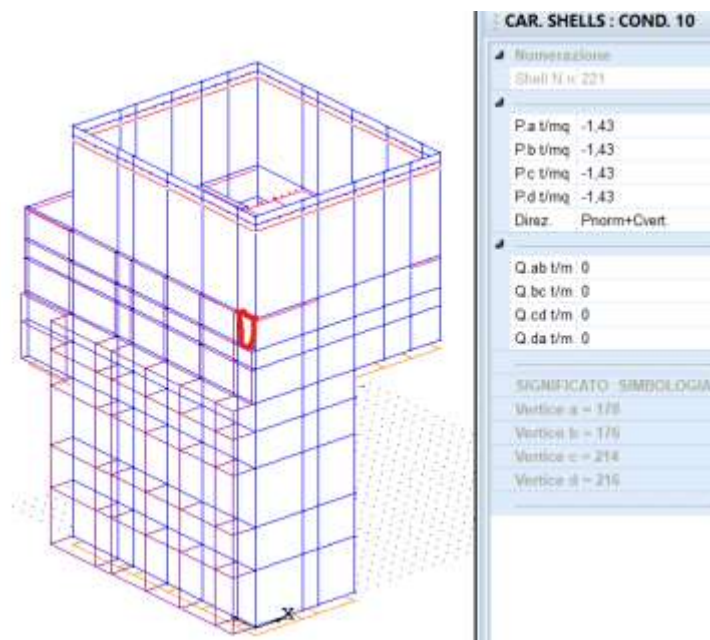
Figura 5.26 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre lato piazzale dix Y

$$p = 0.303 \cdot 20 \cdot 8.5 = 51.5 \text{ kN/m}^2.$$

**Figura 5.27 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre lato piazzale dir Y**

Per la porzione di struttura opposta al versante, che nella configurazione definitiva prevede l'utilizzo di terre rinforzate, anche per la limitazione di impatto ambientale del manufatto, si considera come carico un valore medio della pressione agente sulla parete.

$$p = 0.303 \cdot 17 \cdot 19.38 \text{m}^2 / 7 = 14.26 \text{ kN/m}^2.$$



**Figura 5.28 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre lato piazzale dix X
Lato terre armate per la parte fuori terra**

$$p = 0.303 \cdot 20 \cdot 16.70 = 101.2 \text{ kN/m}^2.$$

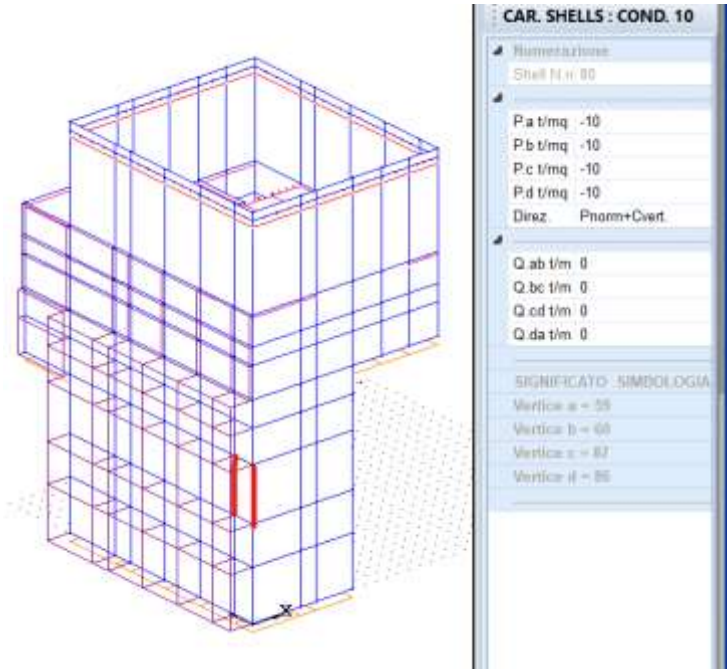


Figura 5.29 – Incremento di spinta del terreno per presenza di sovraccarico sul piazzale $q=20\text{kN/m}^2$

$$p = 0.455 \cdot 20 = 0.9 \text{ kN/m}^2.$$

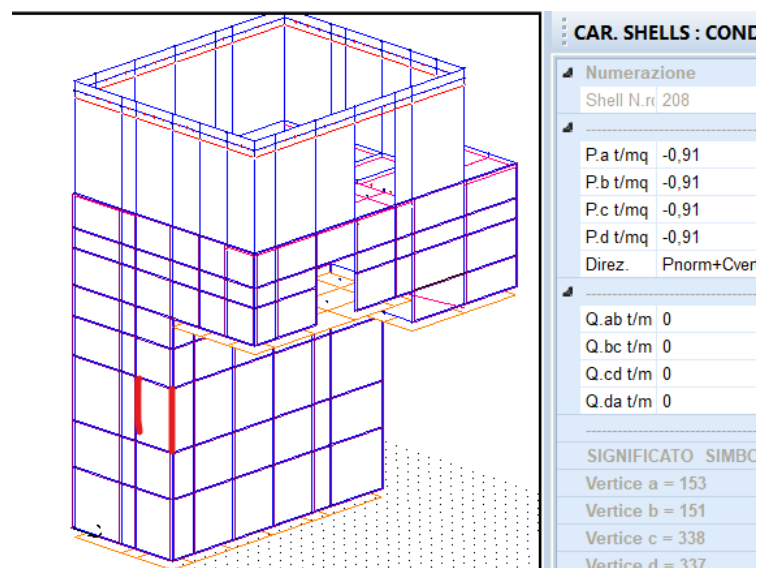


Figura 5.30 – Assegnazione incremento della spinta del terreno per presenza di sovraccarico per sul lato carrabile del piazzale

5.4.3 Spinta statica dell'acqua di invaso

All'interno del manufatto, è presente un tirante d'acqua presente nelle condizioni di esercizio, il tirante massimo risulta pari a quello che si determina sullo sfioro a ventola presente nel manufatto, nella camera di accesso della condotta $\varnothing 2500$ che compreso il battente sul tirante per lo sfioro della portata di progetto si è stimato in circa 19.5m.

Data la presenza di panconi di chiusura della mandata alle due condotte del sifone, si è considerata la presenza di due configurazioni di invaso, una con panconi aperti, che rappresenta la condizione di esercizio, per la quale anche in fase dinamica sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni, ed una condizione di panconi sbarrati.

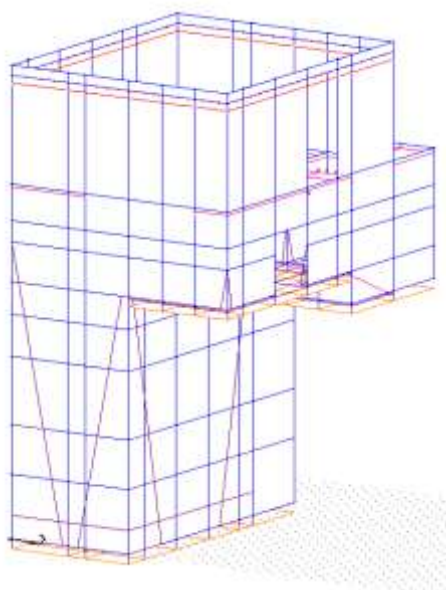


Figura 5.31 – Assegnazione spinta idrostatica configurazione 1

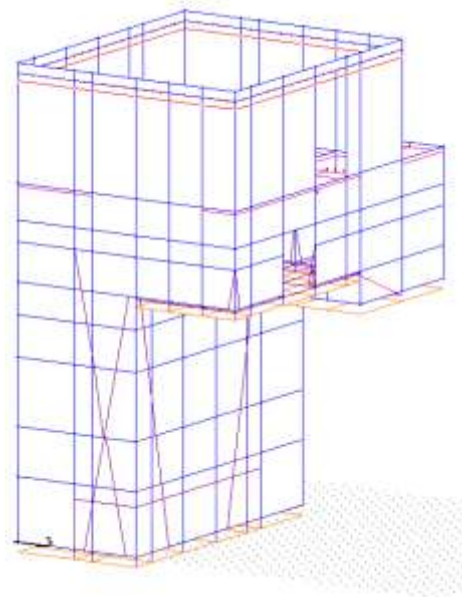


Figura 5.32 – Assegnazione spinta idrostatica configurazione 2

Platea di fondazione

$$p_w (z' = 2.60 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 2.60 = \mathbf{26 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_w (z' = 19.50 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 19.50 = \mathbf{195 \text{ kN/m}^2}$$

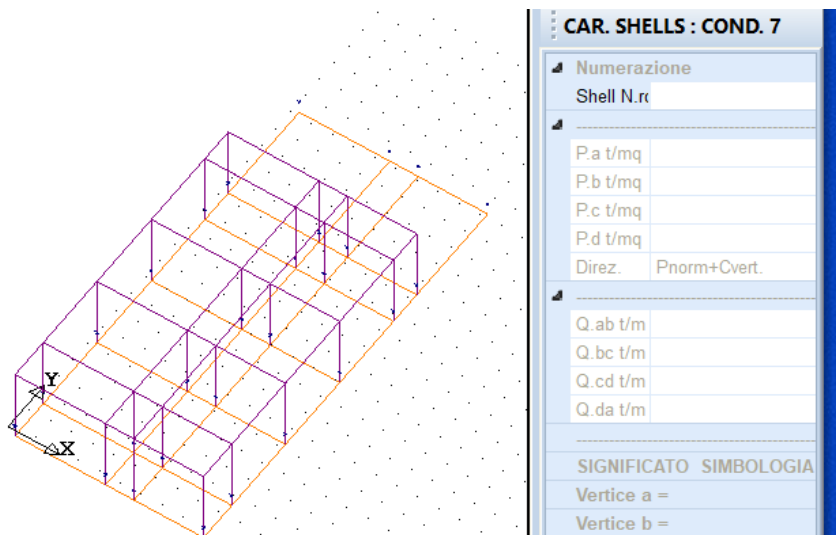


Figura 5.33 – Pressione idrostatica dell'invaso interno sulla platea +385.48

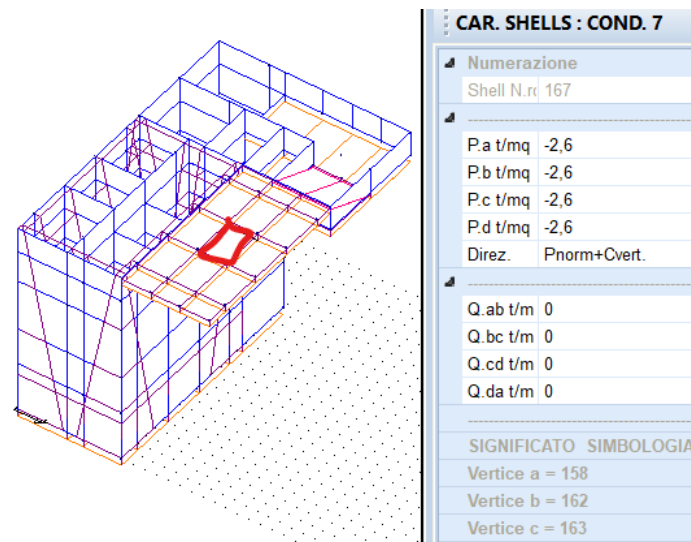


Figura 5.34 – Pressione idrostatica dell’invaso interno sulla platea +402.40

Pareti bordo vasca

Spinta idrostatica tra le profondità 11.1 e 15.5 di tirante

$$p_w (z' = 2.60 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 2,60 = 26.0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_w (z' = 4.80 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 4.80 = 48.0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_w (z' = 7.50 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 7.50 = 75.0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_w (z' = 12.0 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 12.0 = 120 \text{ kN/m}^2$$

$$p_w (z' = 15.2 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 15.2 = 152 \text{ kN/m}^2$$

$$p_w (z' = 19.50 \text{ m}) = \gamma_w \cdot z' = 10 \cdot 19.50 = 195 \text{ kN/m}^2$$

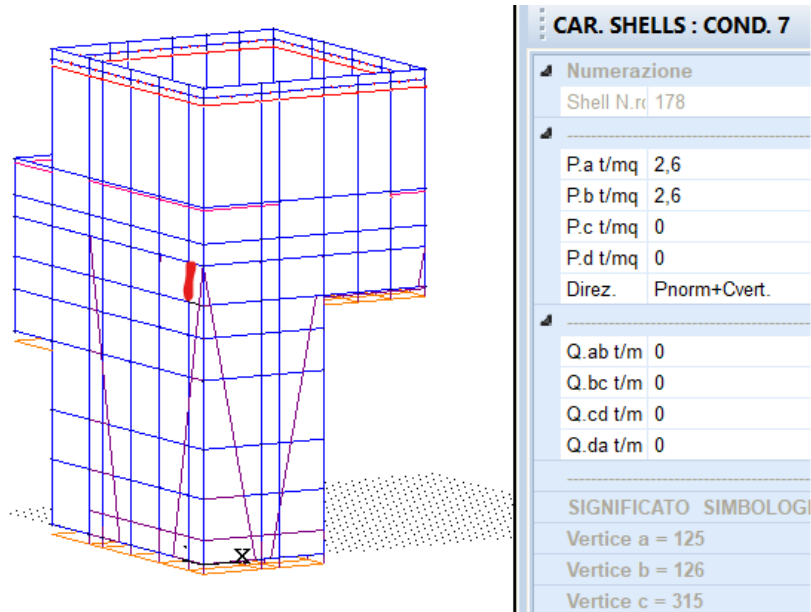


Figura 5.35 – Pressione idrostatica dell’invaso interno sulle pareti

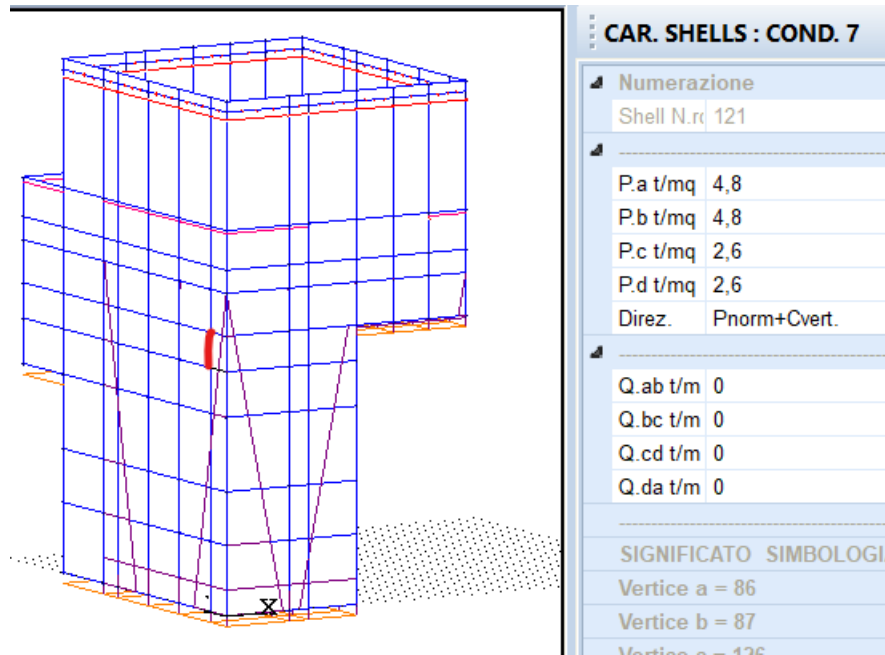


Figura 5.36 – Pressione idrostatica dell’invaso interno sulle pareti

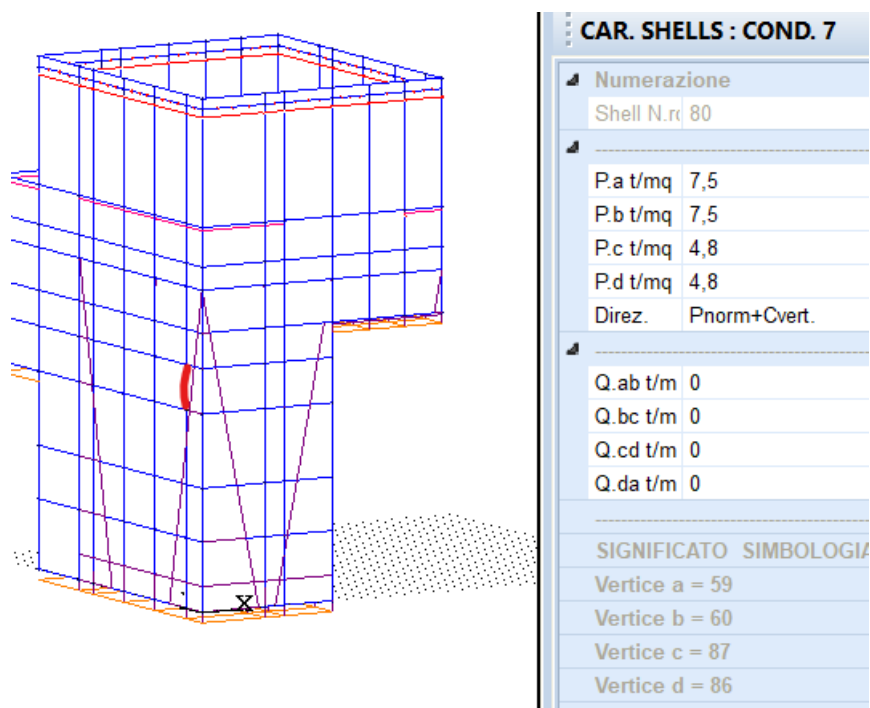


Figura 5.37 – Pressione idrostatica dell’invaso interno sulle pareti

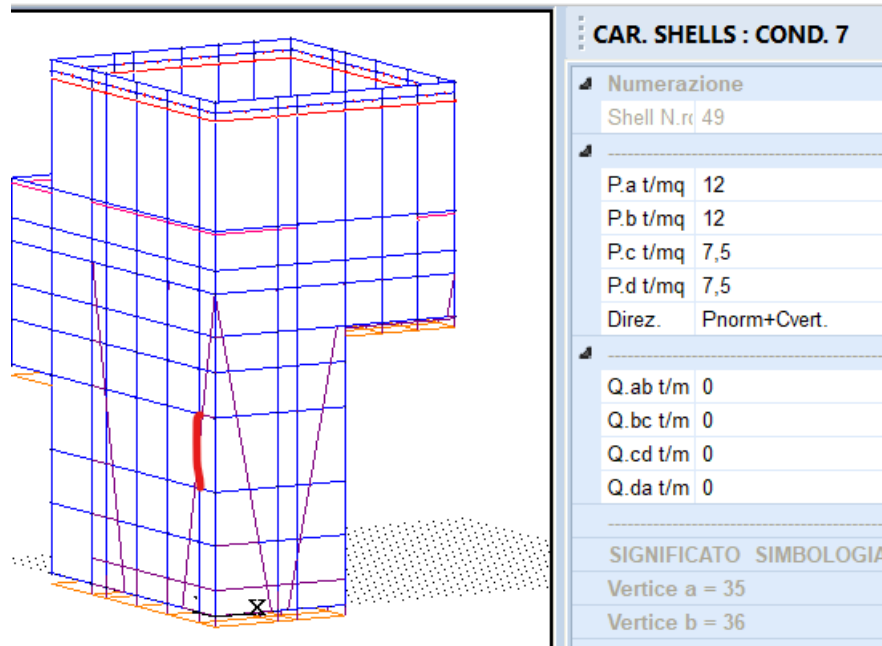


Figura 5.38 – Pressione idrostatica dell'invaso interno sulle pareti

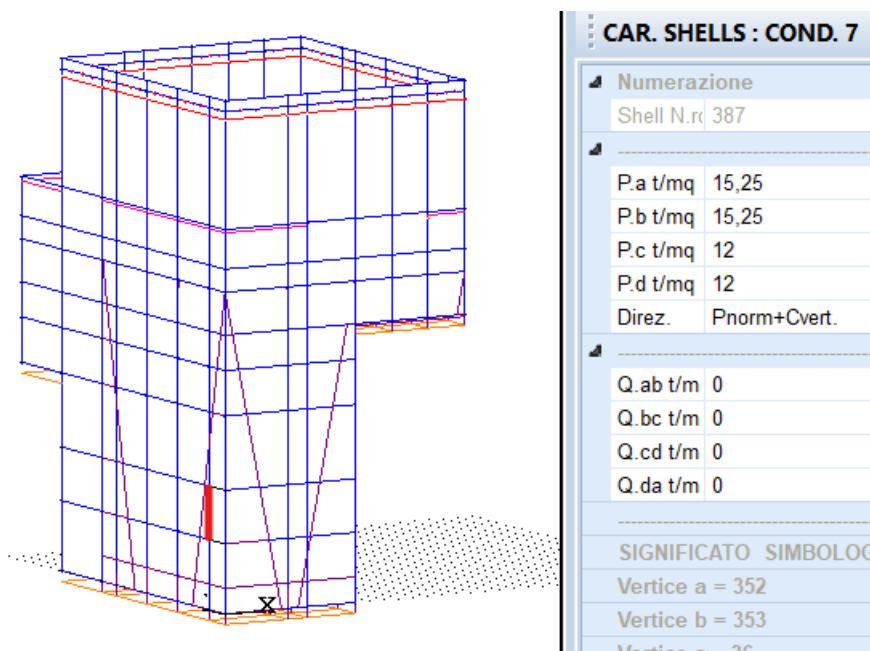


Figura 5.39 – Pressione idrostatica dell'invaso interno sulle pareti

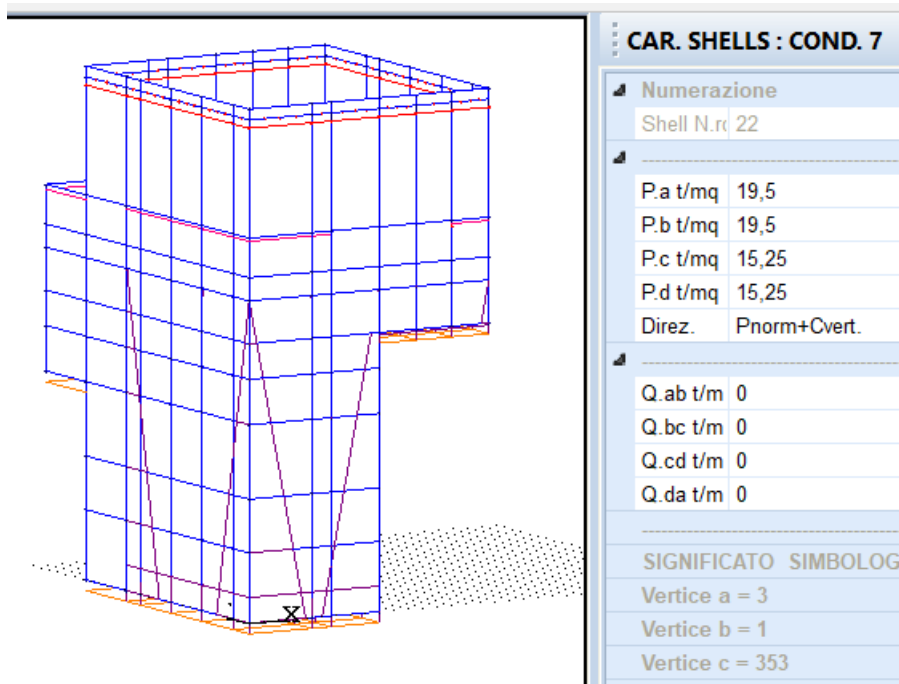


Figura 5.40 – Pressione idrostatica dell’invaso interno sulle pareti

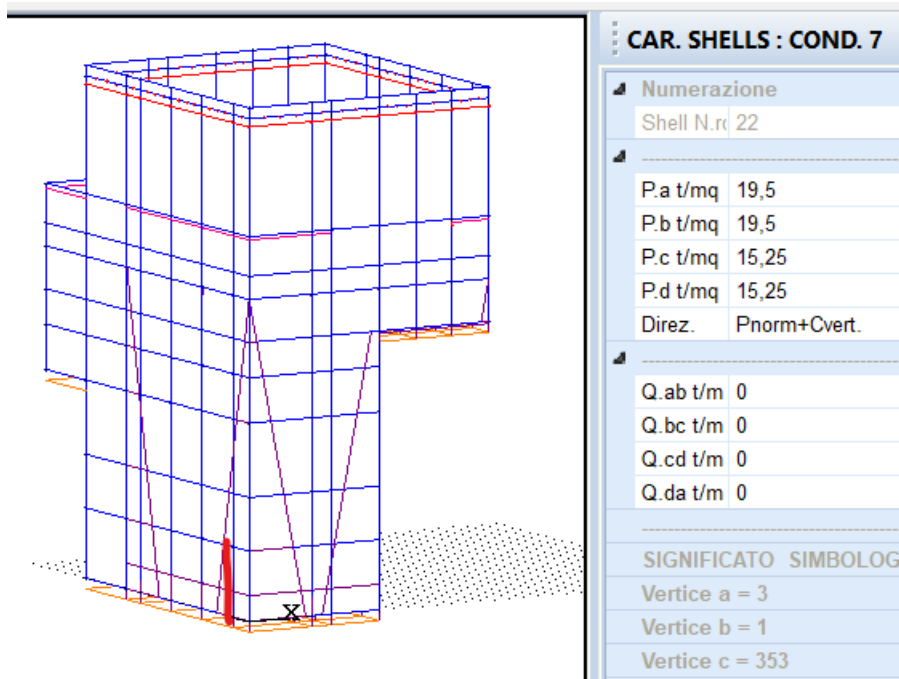


Figura 5.41 – Pressione idrostatica dell’invaso interno sulle pareti

5.4.4 Incremento della spinta idrostatica in fase dinamica

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca, determinabile integrando la distribuzione di pressione (Westergard 1933).

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

Data la presenza di falda è stato considerato anche il relativo incremento della spinta in fase dinamica sulle pareti dove non è presente l'invaso così come incremento in fase per quelle dove è presente l'invaso.

$$q_{\max}(z' = 2.60) = 0.26 \cdot 0,303 \cdot 10 \cdot [(19.5 \cdot 2.60)]^2 = 18.88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max}(z' = 4.80) = 0.26 \cdot 0,303 \cdot 10 \cdot [(19.5 \cdot 4.80)]^2 = 25.65 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max}(z' = 7.50) = 0.26 \cdot 0,303 \cdot 10 \cdot [(19.5 \cdot 7.50)]^2 = 32.06 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max}(z' = 12.00) = 0.26 \cdot 0,303 \cdot 10 \cdot [(19.5 \cdot 12.0)]^2 = 40.56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max}(z' = 15.25) = 0.26 \cdot 0,303 \cdot 10 \cdot [(19.5 \cdot 15.25)]^2 = 45.72 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max}(z' = 19.50) = 0.26 \cdot 0,303 \cdot 10 \cdot [(19.5 \cdot 19.50)]^2 = 51.7 \text{ kN/m}^2$$

I valori sopra riportati sono stati assegnati con valore doppio per le pareti che si trovano ad essere bagnate su entrambe i lati

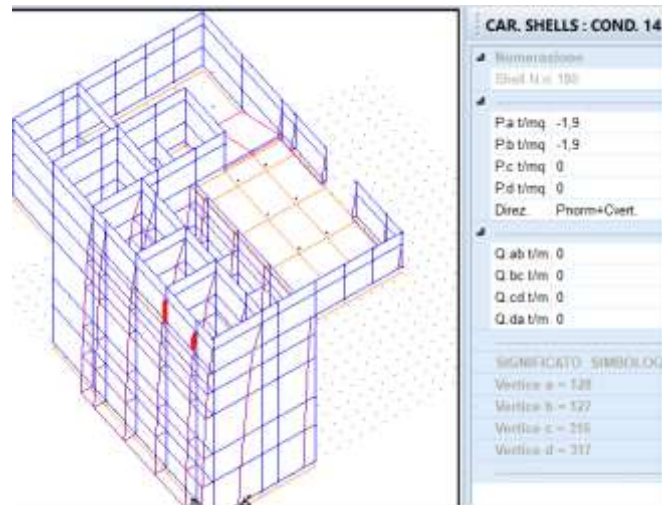


Figura 5.42 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X immersione 2.60m

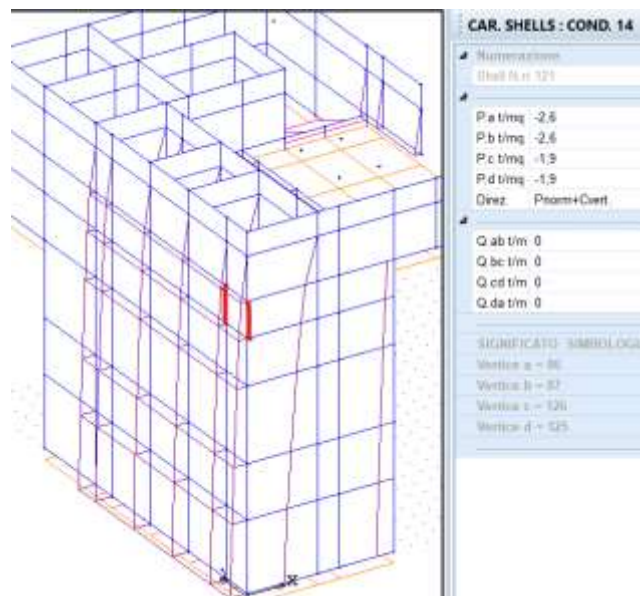


Figura 5.43 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X immersione sino 4.80m

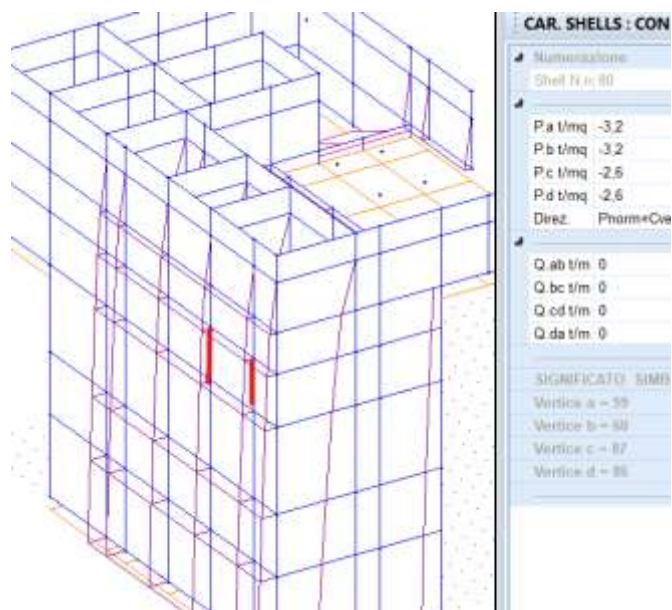


Figura 5.44 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X immersione sino 7.50m

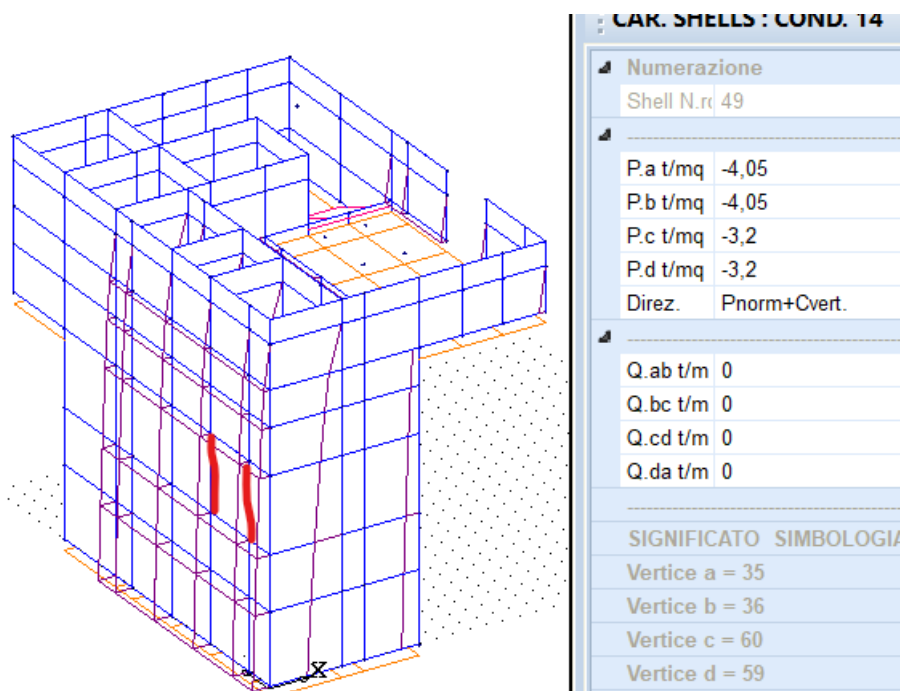


Figura 5.45 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X immersione sino 12.0m

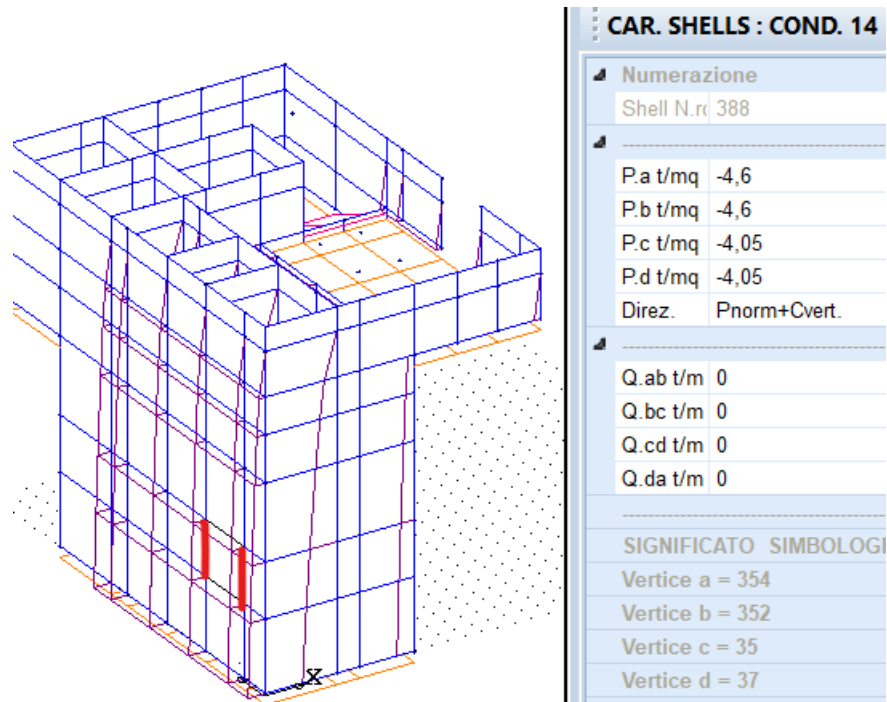


Figura 5.46 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X immersione sino 15.25m

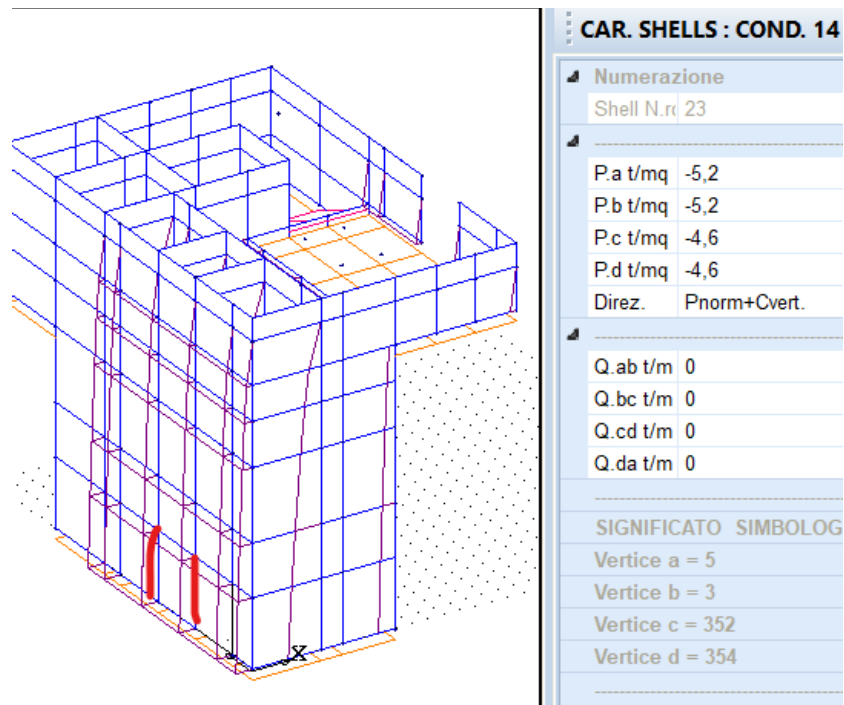


Figura 5.47 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X immersione sino 19.50m

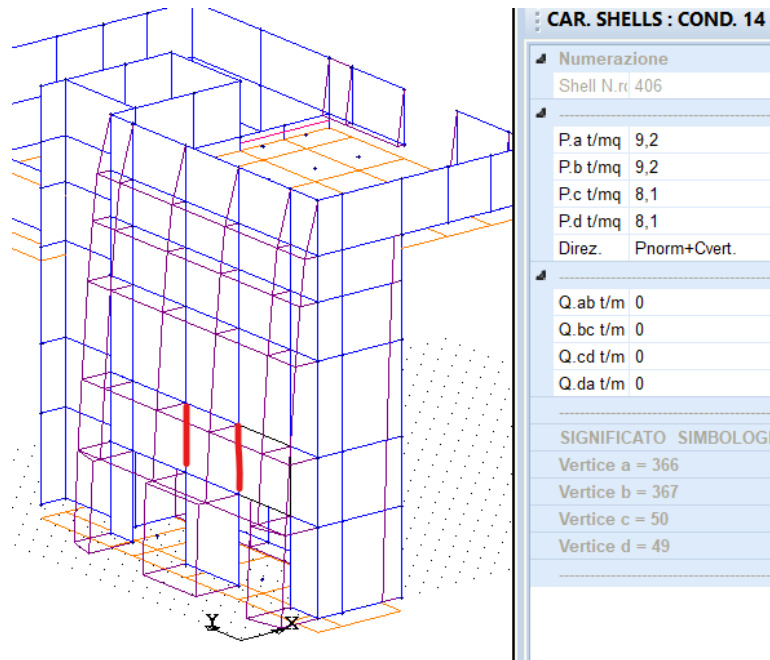


Figura 5.48 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir X su parete bagnata su due facce tirante sino 15.25m

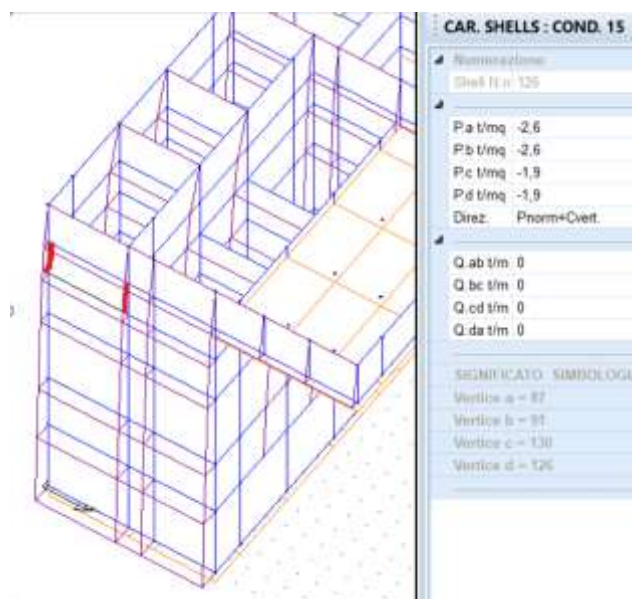


Figura 5.49 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir Y su parete per immersione sino a 4.8m

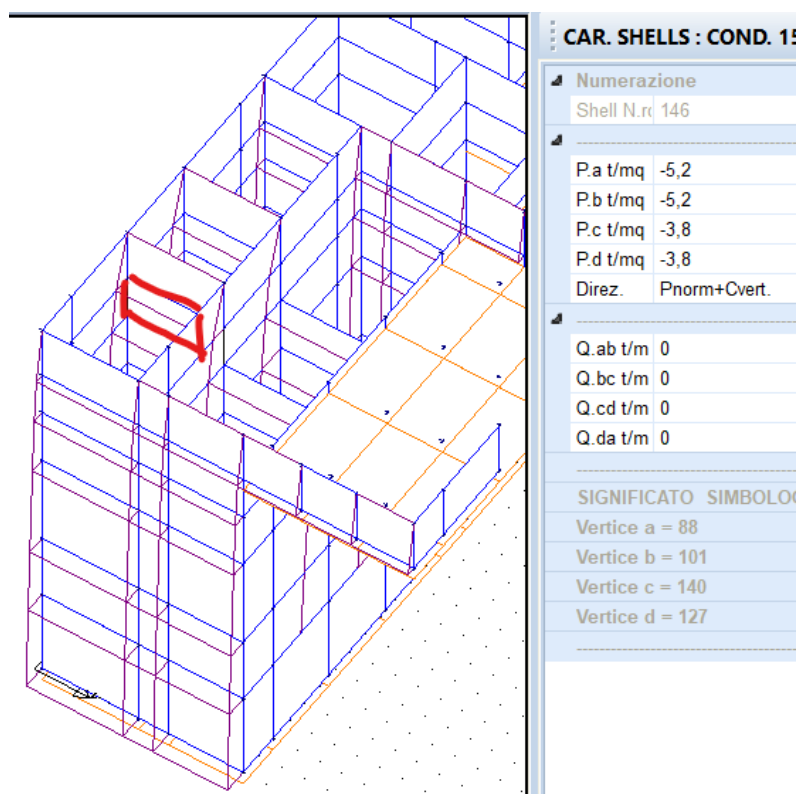


Figura 5.50 – Assegnazione pressione idrodinamica sisma dir Y su parete bagnata su due facce immersione sino a quota 4.80m

5.5 Spettri di progetto

Lo spettro di progetto è stato implementato sul modello di calcolo inserendo 30 punti dello spettro proveniente dalla analisi di Risposta Sismica Locale sul piano di coordinate $S_e(g)$ e T , per gli stati limite di riferimento SLD ed SLV.

5.5.1 Spettro di Risposta SLD

Di seguito si riportano gli spettri elastici di RSL generati per 30 punti e così come implementati per punti sul software di calcolo

Periodo	OUTPUT RSL p.c.
(s)	(g)
0,000	0,182
0,010	0,182
0,012	0,183
0,015	0,184
0,019	0,185
0,023	0,187
0,028	0,191
0,035	0,200
0,042	0,228
0,052	0,261
0,064	0,275
0,079	0,322
0,097	0,440
0,119	0,417
0,147	0,425
0,180	0,401
0,222	0,424
0,273	0,464
0,335	0,412
0,412	0,306
0,507	0,246
0,623	0,194
0,766	0,154
0,942	0,111
1,158	0,102
1,424	0,078
1,750	0,063
2,152	0,051
2,646	0,036
3,253	0,021
4,000	0,015

Spettri di risposta elastici STATO SLD

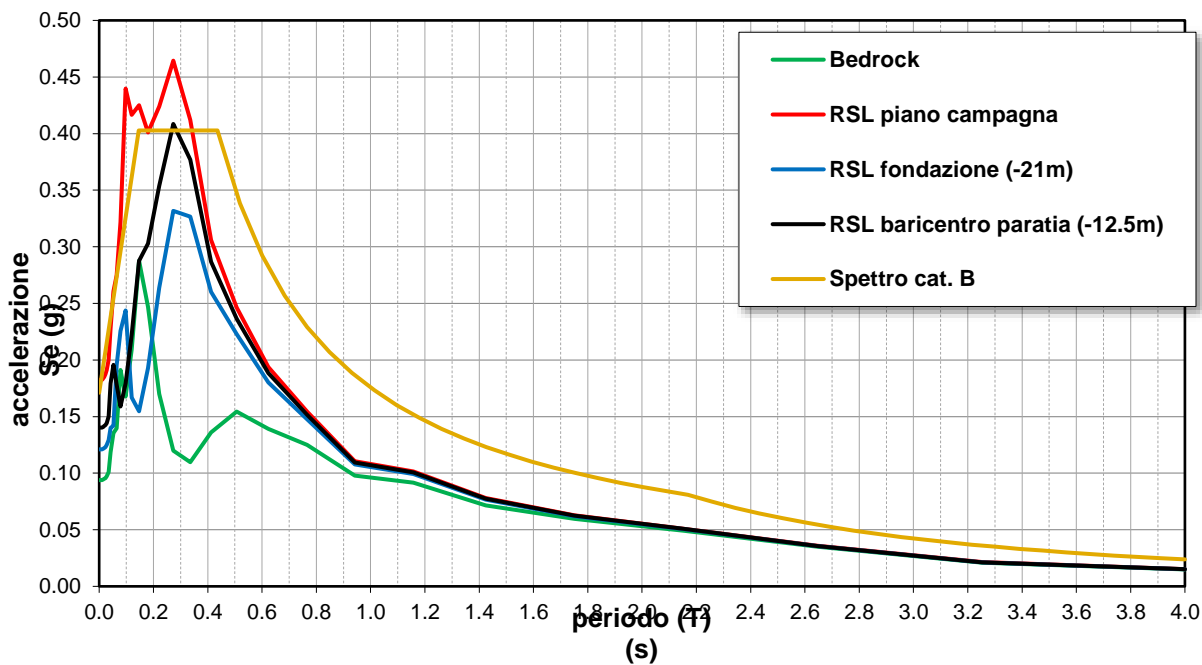


Figura 5.51 – Spettri di risposta da RSL. Stato SLD

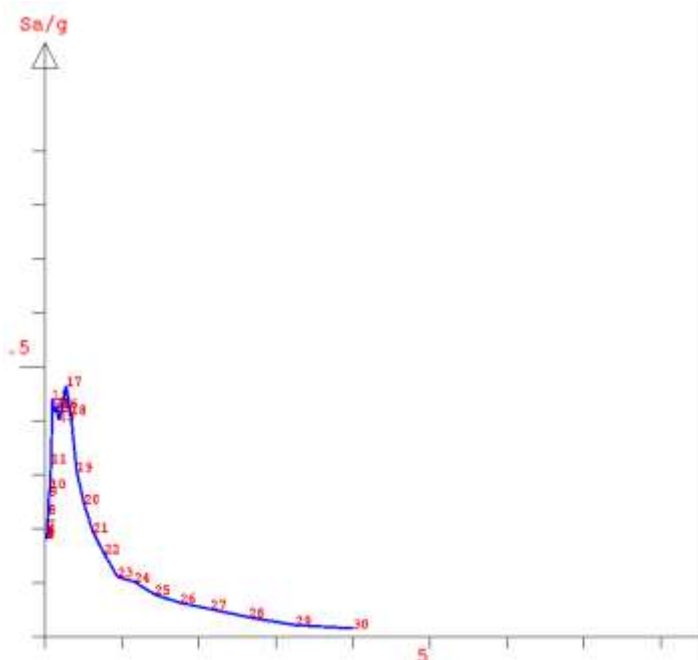


Figura 5.52 – Spettro di risposta da RSL. SLD X -Y riportato per punti sul modello di calcolo

5.5.2 Spettro di Risposta SLV

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico SLV in X e in Y per 30 punti, implementato nel modello FEM per la analisi lineare pseudostatica

Periodo	OUTPUT RSL p.c.
(s)	(g)
0,010	0,369
0,012	0,369
0,015	0,369
0,019	0,370
0,023	0,372
0,028	0,375
0,035	0,381
0,042	0,394
0,052	0,462
0,064	0,506
0,079	0,595
0,097	0,699
0,119	0,849
0,147	0,895
0,180	0,934
0,222	0,796
0,273	0,938
0,335	1,020
0,412	0,979
0,507	0,838
0,623	0,591
0,766	0,488
0,942	0,368
1,158	0,305
1,424	0,231
1,750	0,190
2,152	0,164
2,646	0,130
3,253	0,099
4,000	0,081

Spettri di risposta elastici STATO SLV

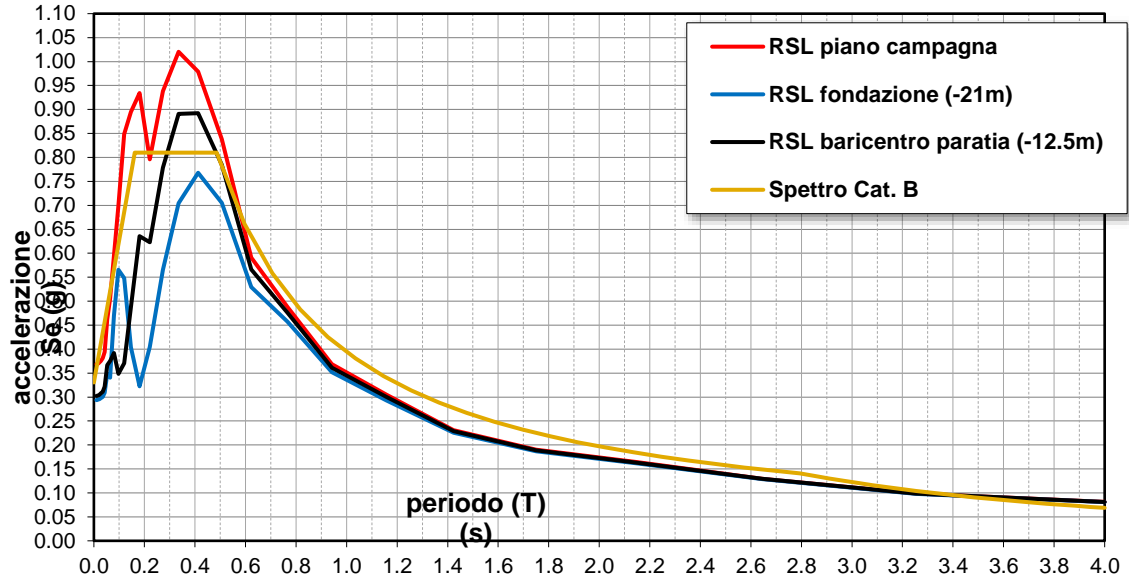


Figura 5.53 – Spettri di risposta da RSL. SLV X -Y

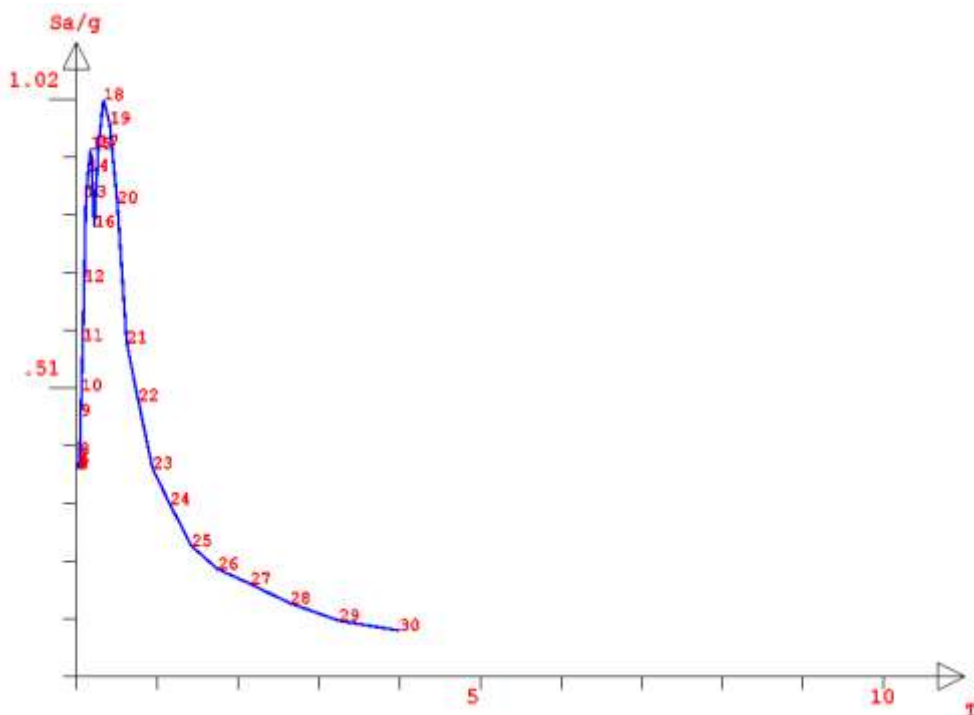


Figura 5.54 – Spettro di risposta da RSL. SLV X -Y riportato per punti sul modello di calcolo

5.5.3 Spettro di Progetto

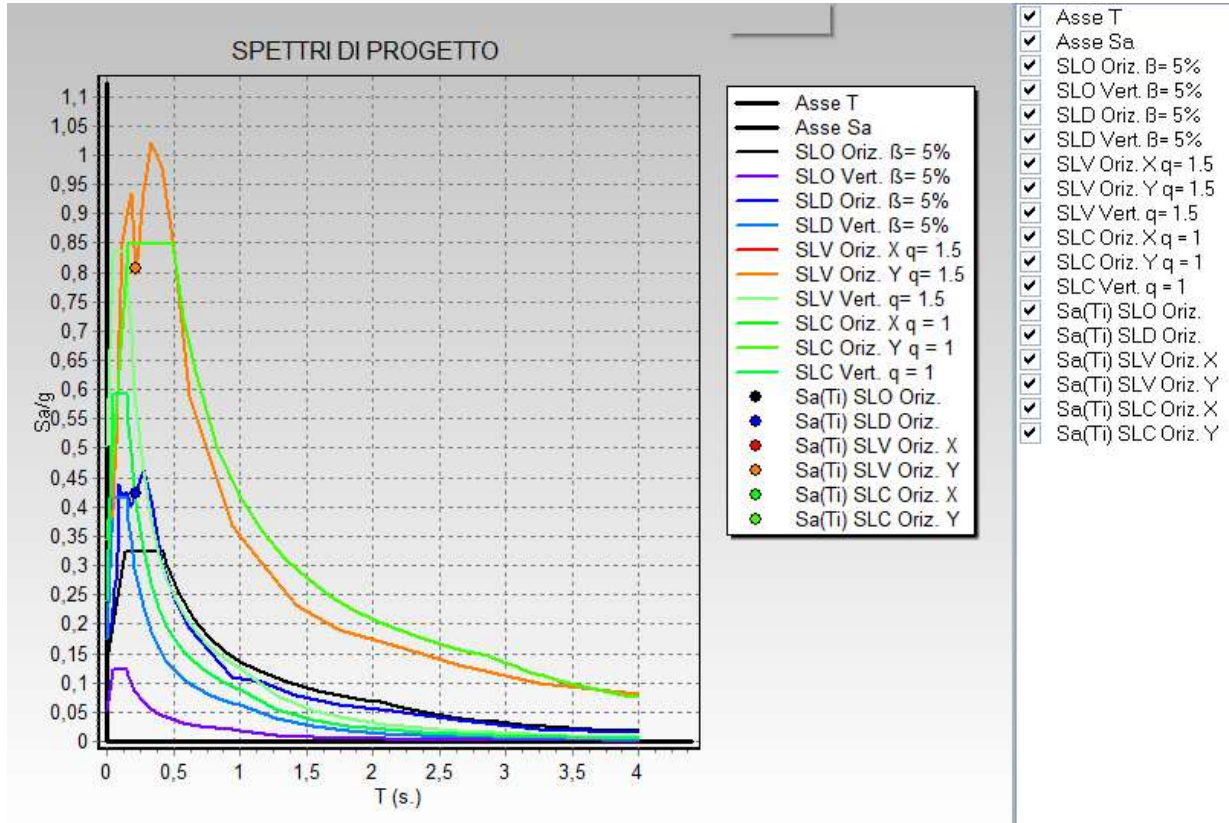


Figura 5.55 – Spettro di progetto

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	31,40	Altezza edificio (m)	31,10
Massima dimens. dir. Y (m)	26,00	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	100	Classe d' Uso	IV Cu=2.0
Longitudine Est (Grd)	12,92228	Latitudine Nord (Grd)	42,37722
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Utente	Sistema Costruttivo Dir.2	Utente
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	23,30000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	201,00
Accelerazione Ag/g	0,14	Periodo Tc (sec.)	0,31
Fo	2,36	Fv	1,19
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,43	Periodo TD (sec.)	2,16
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	1898,00

Accelerazione Ag/g	0,29	Periodo T'c (sec.)	0,36
Fo	2,45	Fv	1,79
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,11	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,49	Periodo TD (sec.)	2,77
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ESPLICITO - D I R. 1			
Fattore di comportam 'q'	1,50		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ESPLICITO - D I R. 2			
Fattore di comportam 'q'	1,50		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			
Zona Geografica	II	Coefficiente Termico	1,00
Altitudine sito s.l.m. (m)	400	Coefficiente di forma	0,80
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1,00
Carico di riferimento kg/mq	143	Carico neve di calcolo kg/mq	114,00
Il calcolo della neve e' effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2018 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019			

5.6 Combinazioni di carico

Come anticipato la struttura è stata modellata conducendo separatamente combinazioni di carico con sisma disaccoppiati nelle sue direzioni principali e relativi contributi percentuali (30%) nelle direzioni ad esse ortogonali. In particolare, di seguito si riportano le combinazioni che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidzze interne e di carichi esterni.

5.6.1 Combinazioni di carico SLU/SLV. Direzione X + Y

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.												
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Acc	1,50	1,05	1,50	1,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Terreno	1,30	1,30	1,30	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Invaso Conf. 1	1,30	0,00	0,00	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Invaso Conf.2	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acc M1	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra X	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
Sisma Terra -X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30
Sisma Terra Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00
Sisma Terre -Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Idrodinamica X	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
Idrodinamica Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,30	0,30	0,30
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	1,00	1,00

5.6.2 Combinazioni di carico SLE.

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.				
DESCRIZIONI	1	2	3	4
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Acc	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Neve h<=1000	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Coperture	1,00	1,00	1,00	1,00
Terreno	1,00	1,00	1,00	0,00
Invaso Confi. 1	1,00	0,00	0,00	1,00
Invaso Conf.2	0,00	1,00	0,00	0,00
Acc M1	1,00	1,00	1,00	0,00
Sisma Terra X	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra -X	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra -Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Idrodinamica X	0,00	0,00	0,00	0,00
Idrodinamica Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.				
DESCRIZIONI	1	2	3	4
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Acc	0,90	0,90	0,90	0,90
Var.Neve h<=1000	0,90	0,90	0,90	0,90
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00
Terreno	1,00	1,00	1,00	0,00
Invaso Confi. 1	1,00	0,00	0,00	1,00
Invaso Conf.2	0,00	1,00	0,00	0,00
Acc M1	0,90	0,90	0,90	0,00
Sisma Terra X	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra -X	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Terra -Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Idrodinamica X	0,00	0,00	0,00	0,00
Idrodinamica Y	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Acc	0,80
Var.Neve h<=1000	0,00
Var.Coperture	0,00
Terreno	1,00
Invaso Confi. 1	1,00
Invaso Conf.2	0,00
Acc M1	0,80
Sisma Terra X	0,00
Sisma Terra -X	0,00
Sisma Terra Y	0,00
Sisma Terra -Y	0,00
Idrodinamica X	0,00
Idrodinamica Y	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

5.7 Valutazione della costante di sottofondo

Per l'analisi della costante di sottofondo si riporta di seguito il valore adottato avendo eseguito una preliminare valutazione con diverse formulazioni: Vesics (1961), Bowles, per quest'ultimo si considerino le formule:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

$$A_s = C(cN_c s_c + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma)$$

$$B_s Z = C(\gamma N_q s_q) Z$$

5.7.1 Fondazione a quota 384.20

Facendo riferimento alle dimensioni della fondazione alla quota 384.18:

Caratteristiche geometriche della fondazione

B =	9.95	m
L =	20.6	m
D =	20.5	m

Con le caratteristiche del terreno in situ si ottiene

- $K_{s \text{ verticale}} = 61.54 \text{ kg/cm}^3$ (valore assegnato al modello $K_{s \text{ verticale}} = 60 \text{ kg/cm}^3$)

FONDAZ. SUPERFICIALI	
Kw Vertic. kg/cmc	60
Kw Orizz. kg/cmc	0
Attrito x slittam	18
Adesione Kg/cm ²	10
STRATO SUPERFICIALE	
Peso Spec.(kg/m ³)	2000
Ang.Attrito (°)	33
Coes.dren(kg/cm ²)	0,3
Coes.nd (kg/cm ²)	0

Figura 5.56 – Assegnazione criterio geotecnico 1

- Per la direzione orizzontale è stato invece inserito un vincolo che blocca gli spostamenti, in quanto la fondazione in essere si esclude possa ammettere traslazioni orizzontali.

5.7.2 Fondazione a quota 401.10

Facendo riferimento alla stessa geometria della fondazione alla quota 401.1:

Caratteristiche geometriche della fondazione

B =	8.60	m
L =	20.6	m
D =	5	m

$\gamma_1 =$	1,9	t/m ³
$\gamma_{sat} =$	2	t/m ³
$\gamma_w =$	1	t/m ³
c =	0	kN/m ²
Cu	0	kN/m ²
ϕ	27	°

Considerato a vantaggio di sicurezza un terreno rimaneggiato

- $K_s \text{ verticale} = 8.23 \text{ kg/cm}^3$ (valore assegnato al modello $K_s \text{ verticale} = 8 \text{ kg/cm}^3$)

FONDAZ. SUPERFICIALI	
Kw Vertic. kg/cmc	8
Kw Orizz. kg/cmc	1
Attrito x slittam	18
Adesione Kg/cm ²	1
STRATO SUPERFICIALE	
Peso Spec.(kg/mc)	1900
Ang.Attrito (°)	33
Coes.dren(kg/cm ²)	0,3
Coes.nd (kg/cm ²)	0

Figura 5.57 – Assegnazione criterio geotecnico 2

Per la costante di sottofondo orizzontale a questa quota si è posto un valore non nullo ma con le intensità elastiche calcolate come specificato nel paragrafo dedicato, modificate in input spaziale, a tal proposito si rimanda al paragrafo sulla valutazione delle costanti elastiche orizzontali.

5.8 Analisi strutturale sismica

Come accennato è stata condotta una analisi lineare pseudostatica, dove:

- fattore di struttura $q = 1.50$

Per le verifiche è stata condotta una analisi lineare pseudostatica, ponendo lo zero sismico a quota 408.70m slm (quota del piazzale esterno e quota 9 del modello)

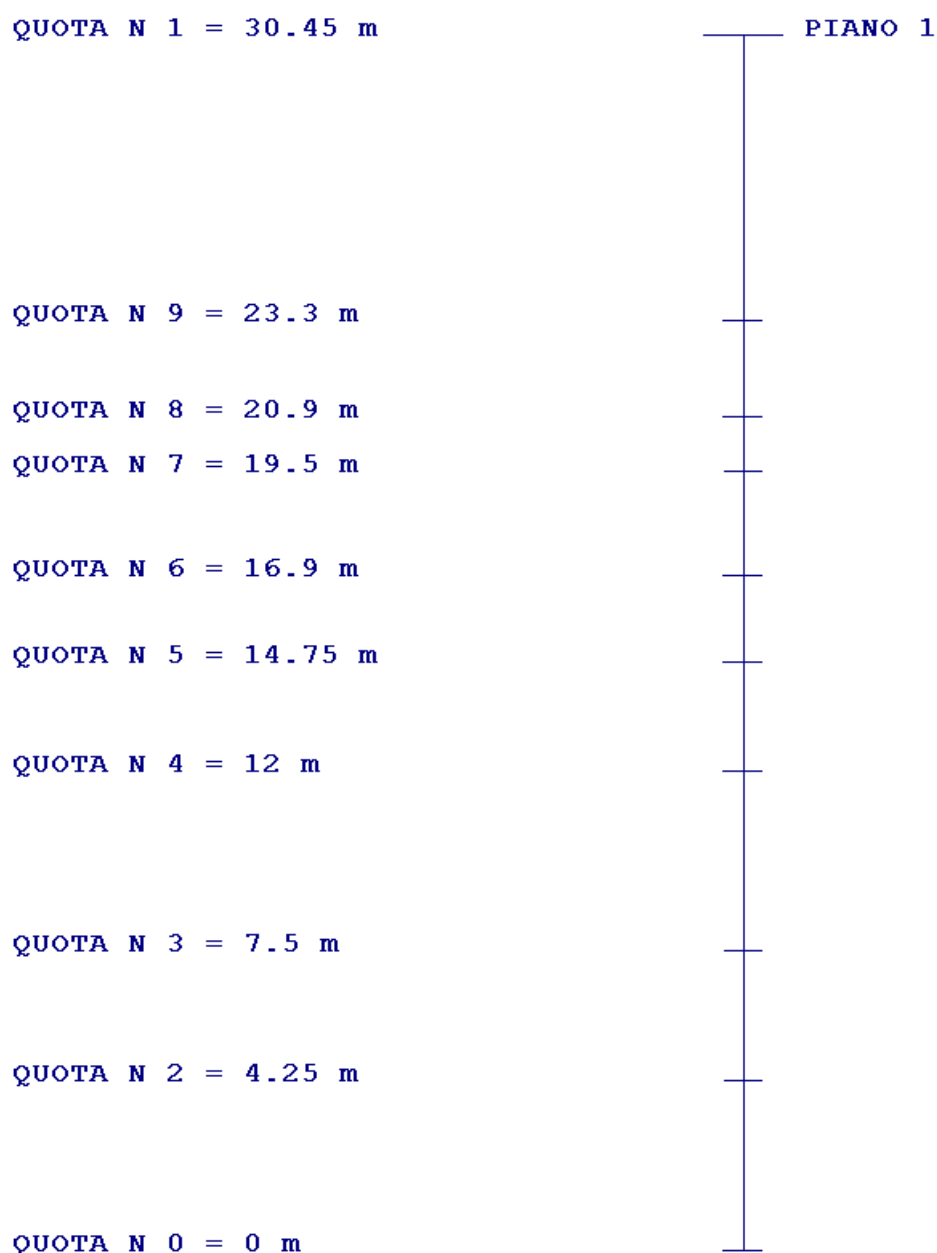


Figura 5.58 – Identificazione quote strutturali, dove il PIANO 1 corrisponde al piano sismico, il piano 9 è stato fissato lo zero sismico

- Tabulato BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE

PIANO : Numero del piano sismico

QUOTA : Altezza del piano dallo spiccato di fondazione

PESO	: Peso sismico di piano (peso proprio, carichi permanenti e aliquota dei sovraccarichi variabili)
XG	: Ascissa del baricentro delle masse rispetto all'origine del sistema di riferimento globale
YG	: Ordinata del baricentro delle masse rispetto all'origine del sistema di riferimento globale
XR	: Ascissa del baricentro delle rigidezze rispetto all'origine del sistema di riferimento globale
YR	: Ordinata del baricentro delle rigidezze rispetto all'origine del sistema di riferimento globale
DX	: Scostamento in ascissa del baricentro delle rigidezze rispetto a quello delle masse ($XR - XG$)
DY	: Scostamento in ordinata del baricentro delle rigidezze rispetto a quello delle masse ($YR - YG$)
Lpianta	: Dimensione in pianta del piano nella direzione ortogonale al primo sisma
Bpianta	: Dimensione in pianta del piano nella direzione ortogonale al secondo sisma
RigFleX	: Rigidezza flessionale di piano nella direzione primo sisma. E' calcolata come rapporto fra la forza unitaria applicata sul baricentro delle masse del piano in direzione del primo sisma e la differenza di spostamento, sempre nella direzione del sisma, fra il piano in questione e quello sottostante.
RigFleY	: Rigidezza flessionale di piano nella direzione secondo sisma
RigTors	: Rigidezza torsionale di piano
r/Is	: Rapporto di piano per determinare se una struttura è deformabile torsionalmente (vedi DM 2008/2018 7.4.3.1)

- Tabulato VARIAZIONI MASSE E RIGIDEZZE DI PIANO

PIANO	: Numero del piano sismico
QUOTA	: Altezza del piano dallo spiccatto di fondazione
PESO	: Peso sismico di piano (peso proprio, carichi permanenti e aliquota dei sovraccarichi variabili)
Variaz%	: Variazione percentuale della massa rispetto al piano superiore

- Tagliante (t) modale** : Tagliante relativo al piano nella direzione X/Y. Nel caso di analisi sismica dinamica il valore si riferisce al modo principale
- Spost(mm)** : Spostamento del baricentro del piano in direzione X/Y calcolato come differenza fra lo spostamento del piano in questione ed il sottostante
- Klat(t/m)** : Rigidezza laterale del piano in direzione X/Y calcolata come rapporto fra il tagliante e lo spostamento
- Variatz(%)** : Variazione della rigidezza della massa rispetto al piano superiore in direzione X/Y
- Teta** : Indice di stabilità per gli effetti p-d (DM 2008, formula 7.3.2)

(DM 2018, formula 7.3.3)

solo per le analisi sismiche dinamiche ad impalcati rigidi, sarà presente anche il seguente risultato:

Tagliante (t) Comb.	: Tagliante sismico al piano nella direzione X/Y mediato su tutti i modi di vibrare
----------------------------	---

- Tabulato REGOLARITA' STRUTTURALE

Questo tabulato verrà omesso se la struttura è dichiarata in input NON regolare, poiché superfluo.

- N. piano** : **Numero del piano sismico**
- Res X (t)** : Resistenza a taglio complessiva nel piano in direzione X (Sisma1/Sisma2)
- Res Y (t)** : Resistenza a taglio complessiva nel piano in direzione Y (Sisma1/Sisma2)
- Dom X (t)** : Domanda a taglio complessiva nel piano in direzione X (Sisma1/Sisma2)
- Dom Y (t)** : Domanda a taglio complessiva nel piano in direzione Y (Sisma1/Sisma2)
- Res/Dom** : Rapporto tra la resistenza e la domanda (Sisma1/Sisma2)
- Var.R/D** : Variazione del rapporto resistenza/capacità rispetto ai piani superiori (Sisma1/Sisma2)
- Flag Verifica** : Esito del controllo sulla variazione del rapporto resistenza/capacità (DM 2008, 7.2.2 punto g)(Dm 2018, 7.2.1)

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (t/m)	Rig.FleY (t/m)	RigTors. (t*m)	(r/Is) ²
1	30,45	722,35	8,05	9,76	4,79	11,21	-3,26	1,45	19,60	16,55	394964	482183	153210720	

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO													
				DIREZIONE X					DIREZIONE Y				
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz (%)	Teta
1	30,45	722,35	0,0	582,87	1,48	394964	0,0	0,000	582,87	1,21	482183	0,0	0,000

PERCENTUALI RIGIDENZE PILASTRI E SETTI						
RAPPORTO DELLE RIGIDENZE IN DIREZIONE X			RAPPORTO DELLE RIGIDENZE IN DIREZIONE Y			
Piano N.r	RigidezzaPilastr	Rigidezza Setti	Rigid.Elem.Second	RigidezzaPilastr	Rigidezza Setti	Rigid.Elem.Second
	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti
1	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00

5.9 Modellazione della risposta del terreno sulle pareti perimetrali

La presenza del terreno intorno al manufatto, oltre ad agire con azioni dovute alle spinte dello stesso sia in fase statica che sismica, conferisce allo stesso un'azione di confinamento influenzandone le deformazioni. Nel modello sono stati inseriti dei vincoli elastici laterali orizzontali, bilateri, nelle due direzioni principali X e Y, capaci di vincolare elasticamente la struttura nelle sole direzioni fissate, ossia per i vincoli sulle pareti con fili fissi a coordinate Y variabili offrono un vincolo nella direzione X, mentre sulle pareti con fili fissi a coordinate X variabili offrono vincolo nella direzione Y. La rigidezza degli stessi è stata valutata applicando la teoria di Bowles riferita alle caratteristiche meccaniche dei terreni alle profondità di interesse e riferite alla geometria del modello, considerando le aree di influenza degli stessi nodi che definiscono la mesh del modello ad elementi finiti.

In particolare, il calcolo della rigidezza delle molle laterali ha perseguito i seguenti aspetti:

- applicazione delle molle sui nodi dei soli setti circondati dalla paratia riferite alle caratteristiche dei terreni imposto in situ, alle profondità definite a partire dalla quota della testa della paratia +401,10m slm piazzale, all'area di

influenza delle molle dettata dalla distanza tra i nodi di mesh del modello FEM di calcolo, ed altezza pari alle altezze intermedie tra nodi.

Di seguito si riportano le espressioni utilizzate per il calcolo della rigidità delle molle:

$$k_s = 40 \cdot (c \cdot N_c + \gamma \cdot N_q \cdot Z + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$$

$$N_c = (N_q + 1) / \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_q = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \cdot \exp(\pi \cdot \tan \varphi)$$

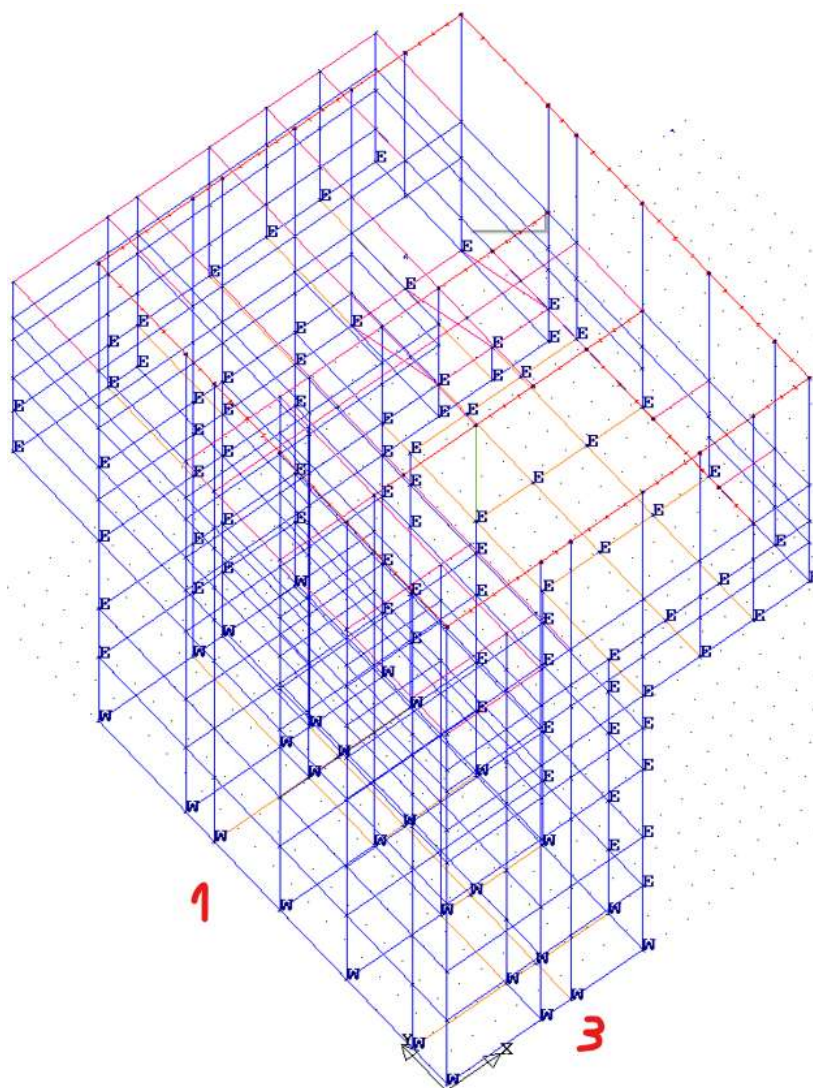
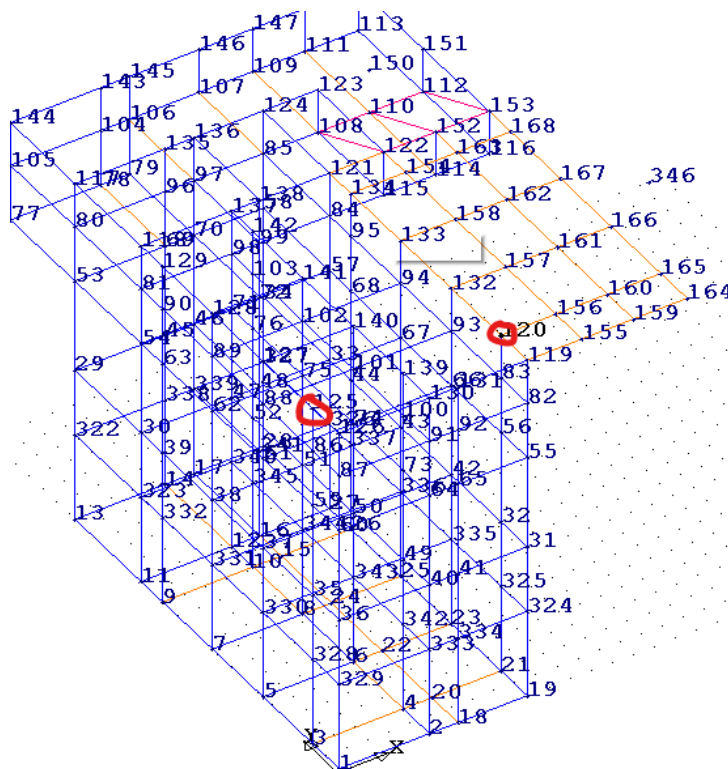


Figura 5.59 – Applicazioni vincoli elastici per caso di Sisma in dir X e Y (assenza di vincoli sulle pareti 1-3)

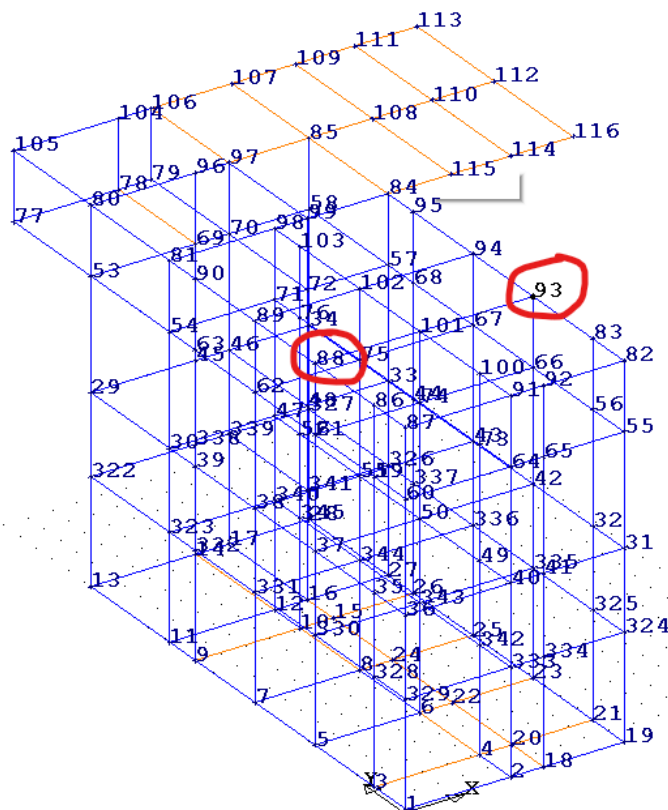
402,4m slm																		
Kw orizz DIR X							Kw orizz DIR Y											
nod	coordinate	B	Z	h	Kw	nod	coordinate	B	Z	h	Kw	nod	coordinate	B	Z	h	Kw	
i	Y			influenza	t/m	o	X			influenza	t/m		X			influenza	t/m	
12		0,97				11					12249,							
6	0	5	0	1,1	5554,8	126	7	0	2,15	0	1,1	1						
12		2,97			16949,	130	5					7						
5	1,95	5				131	13	2,82			16094,							
12		3,72			21222,		5	4,3	5		7							
7	5,95	5				119	13	2,32			13246,							
12		3,57			20367,		6	5,7	5		1							
8	9,4	5				155	12	2,95			16806,							
12		2,65			15097,		4	9,0	0		9							
9	13,1	0				159		2,52			14385,							
11		3,25			18516,			5	11,6	5	6							
8	14,7	0				164		2,50			14243,							
11		4,85			27631,			0	14,0	0	1							
7	19,6	0						1,27										
14		2,40			13673,			5	16,6		7264,0							
4	24,4	0																



VINCOLI ESTERNI	
▲ Numerazione	
Nodo N.ro:	120
▲ Tipo Vincolo	E
▲ RIGIDEZZE VINCOLI	
Rig Tx t/m	16949
Rig Ty t/m	LIBERO
Rig Tz t/m	40000
Rig Rx t*m	LIBERO
Rig Ry t*m	LIBERO
Rig Rz t*m	LIBERO
▲ ROTO-TRASLAZIONI	
Trasl X cm	0
Trasl Y cm	0
Trasl Z cm	0
Azimut e	0
CompZenite	0
Assiale e	0

Figura 5.60 – Applicazione vincolo nodo 120 simmetricamente disposto al nodo 125 (vedi tabella quota 402.4m slm nodo 125)

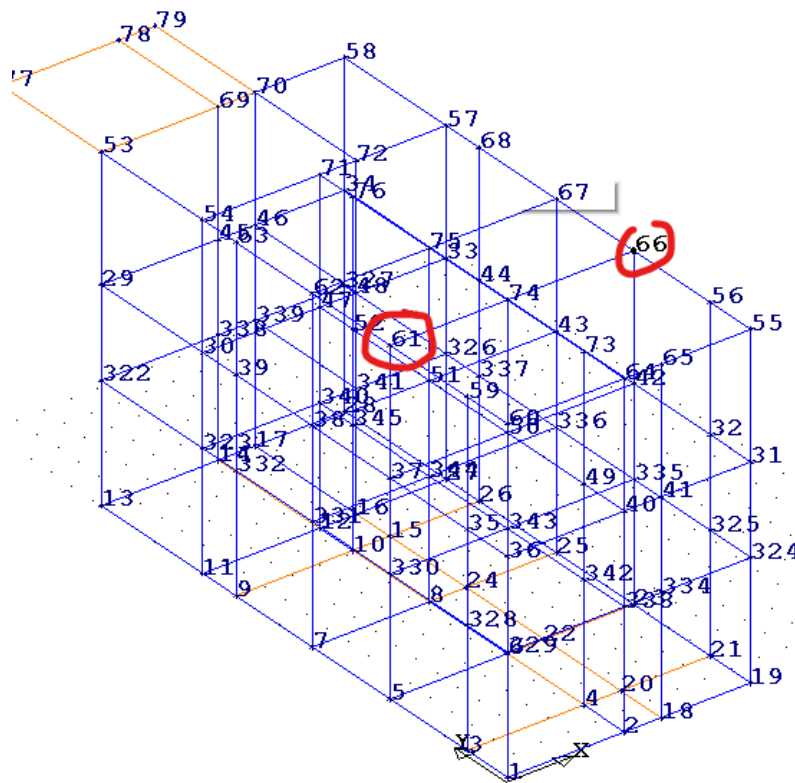
400,20m slm											
Kw orizz DIR X						Kw orizz DIR Y					
nodo	coordinate Y	B	Z	h influenza	Kw t/m	Nodo		B	Z	h influenza	Kw t/m
87	0	0,975	2,2	2,45	10742,7	87	0	2,15	2,2	2,45	23689,0
86	1,95	2,975			32778,9	91	4,3	2,825			31126,2
88	5,95	3,725			41042,5	92	5,7	2,325			25617,1
89	9,4	3,575			39389,8	82	9,0	1,650			18179,9
90	13,1	2,650			29198,0						
81	14,7	3,250			35808,9						
80	19,6	4,850			53437,9						
105	24,4	2,400			26443,5						



VINCOLI ESTERNI	
▲ Numerazione	Nodo N.ro: 93
▲ Tipo Vincolo	E
▲ RIGIDENZE VINCOLI	
Rig Tx t/m	41042
Rig Ty t/m	LIBERO
Rig Tz t/m	LIBERO
Rig Rx t*m	LIBERO
Rig Ry t*m	LIBERO
Rig Rz t*m	LIBERO
▲ ROTO-TRASLAZIONI	
Trasl X cm	0
Trasl Y cm	0
Trasl Z cm	0
Azimut °	0
CompZenit°	0
Assiale°	0

Figura 5.61 – Applicazione vincolo nodo 93 simmetricamente disposto al nodo 88 (vedi tabella quota 400.4m slm nodo 125)

397.40m slm										
Kw orizz DIR X					Kw orizz DIR Y					
Fil	coordinate	B	Z	h	Kw t/m	coordinate	B	Z	h	Kw t/m
o	Y			influenza		X			influenza	
60	0	0,97	4,9	3,61	16683,3	60	0	2,15	4,9	36788,9
59	1,95	2,97	5		50905,6	64	4,3	2,82	5	48338,9
61	5,95	3,72	5		63738,9	65	5,7	2,32	5	39783,4
62	9,4	3,57	5		61172,3	65	9,0	1,65	0	28233,4
63	13,1	2,65	0		45344,5					
54	14,7	3,25	0		55611,2					
53	19,6	4,85	0		82989,0					
77	24,4	2,40	0		41066,7					



VINCOLI ESTERNI

Numerazione	
Nodo N.ro:	66
Tipo Vincolo E	
RIGIDEZZE VINCOLI	
Rig Tx t/m	63738
Rig Ty t/m	LIBERO
Rig Tz t/m	LIBERO
Rig Rx t*m	LIBERO
Rig Ry t*m	LIBERO
Rig Rz t*m	LIBERO
ROTO-TRASLAZIONI	
Trasl X cm	0
Trasl Y cm	0
Trasl Z cm	0
Azimut ø	0
CompZenitø	0
Assialeø	0

**Figura 5.62 – Applicazione vincolo nodo 61 simmetricamente disposto al nodo 66
(vedi tabella quota 397.40m slm nodo 61)**

393 m slm (quota falda)											
Kw orizz DIR X						Kw orizz DIR Y					
Fil	coordinate	B	Z	h	Kw t/m	coordinate	B	Z	h	Kw t/m	
o	Y			influenza		X			influenza		
36	0	0,97 5	9,4	3,9	25174,6	36	0	2,15 4	3,9	55513,3	
35	1,95	2,97 5			76814,9	40	4,3	2,82 5		72941,8	
37	5,95	3,72 5			96179,9	41	5,7	2,32 5		60031,8	
38	9,4	3,57 5			92306,9	43	9,0	1,65 0		42603,2	
39	13,1	2,65 0			68423,3						
30	14,7	3,25 0			83915,4						
29	19,6	2,45 0			63259,3						

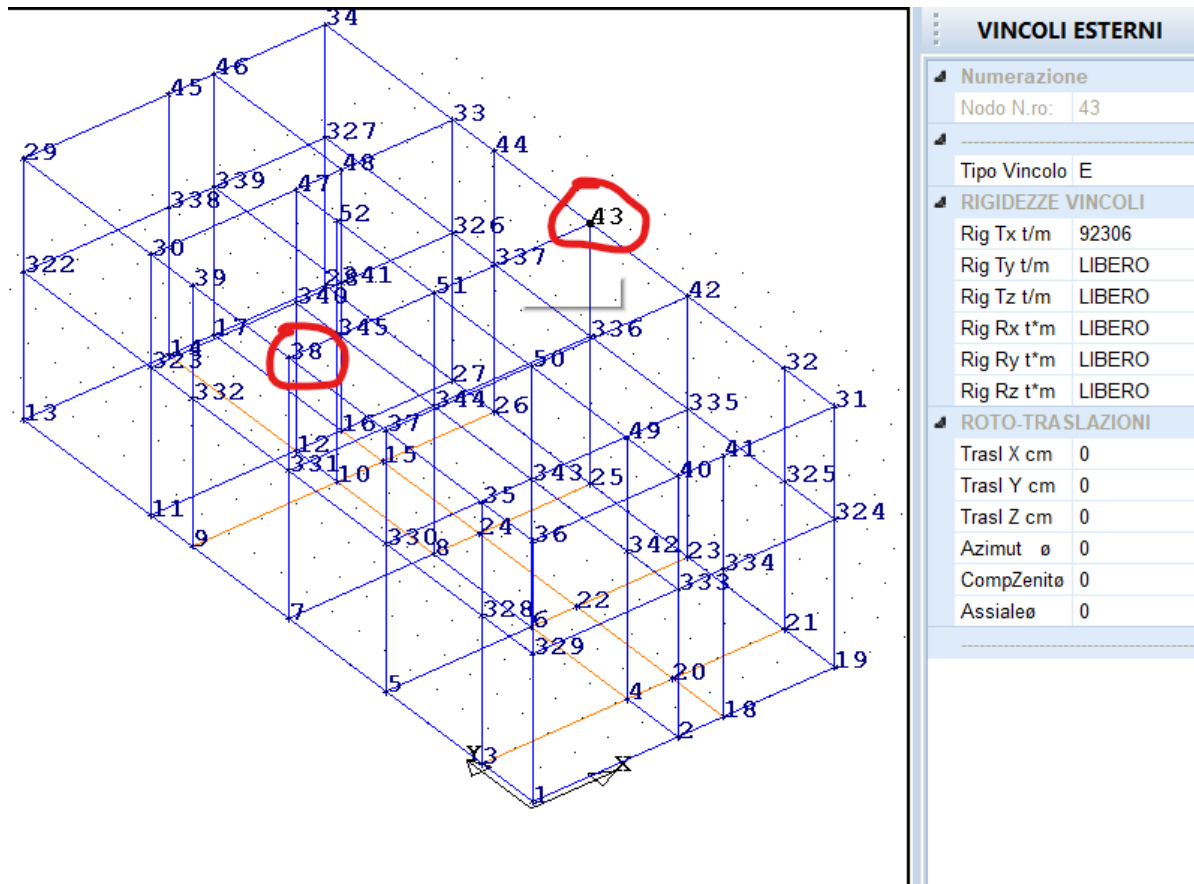


Figura 5.63 – Applicazione vincolo nodo 43 simmetricamente disposto al nodo 38 (vedi tabella quota 393.00m slm nodo 38)

390,40m slm											
Kw orizz DIR X						Kw orizz DIR Y					
Filo	coordinate Y	B	Z	h influenza	Kw t/m			B	Z	h influenza	Kw t/m
329	0	0,975	12,6	3,75	30907,2	329	0	2,15	12,6	3,75	68154,4
328	1,95	2,975			94306,7	333	4,3	2,825			89551,7
330	5,95	3,725			118081,5	334	5,7	2,325			73701,9
331	9,4	3,575			113326,5	324	9,0	1,650			52304,6
332	13,1	2,650			84004,3						
323	14,7	3,250			103024,1						
322	19,6	2,450			77664,3						

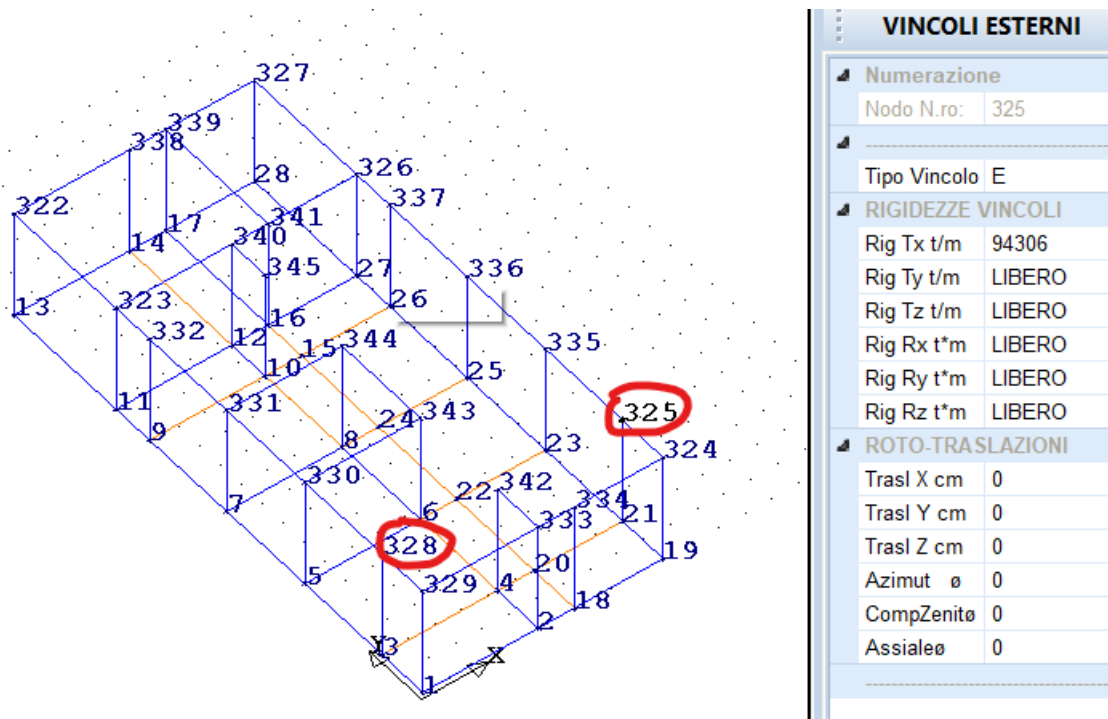


Figura 5.64 – Applicazione vincolo nodo 325 simmetricamente disposto al nodo 328 (vedi tabella quota 390.40m slm nodo 325)

5.10 Verifiche

5.10.1 Incidenze

I risultati delle simulazioni numeriche in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali sono riportati in allegato alla presente relazione, per le combinazioni di carico relative sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio.

Di seguito si riporta la descrizione delle armature previste da progetto, con le relative incidenze

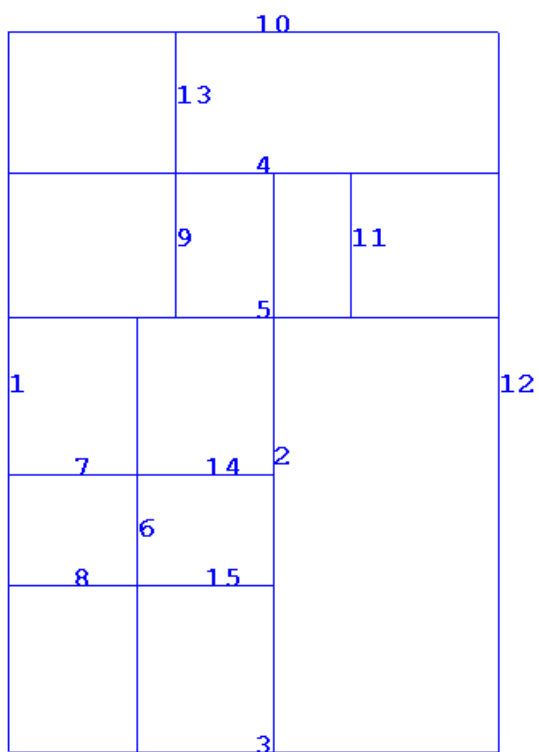


Figura 5.65 – Numerazione allineamenti setti

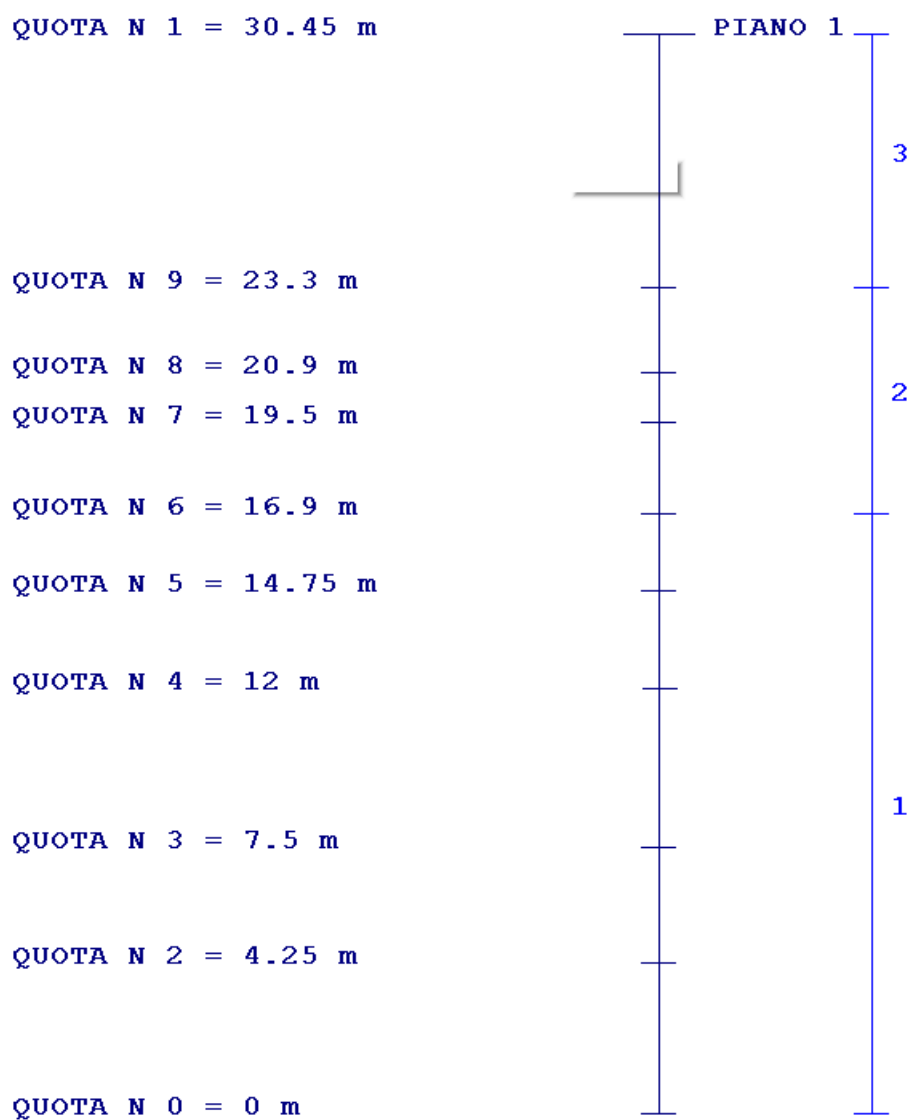


Figura 5.66 - Gruppi quote di suddivisione altezza setti

5.10.2 Tabella incidenze armature

Quota [m]	Allineamenti / Orizzontamenti	Spessore [cm]	Armatura interna ed esterna		CLS	Raffittimenti	Incidenza
			Y	X			
PLATEA +388.48m slm		130	20/10	20/10	32/4 0		80
PLATEA +402.39m slm		130	16/10	16/10	32/4 0	si	60
PLATEE Scarico +400.20-382.20-395.46 m slm		100	14/10	14/10	32/4 0		60
Piastra copertura scarico		60	14/10	14/10	32/4 0		90
Piastra interna copertura vano tombato		60	14/10	14/10	32/4 0		90
Piastra interna copertura vano tombato e ballatoi interni non carrabili		40	14/20	14/20	32/4 0		70
ballatoio interno carrabile		40	16/20	16/20	32/4 0		90
Setti quota 1	1-2-3-4-5-6-7-8-	100	∅ 20/20	∅ 16/10	32/4 0	si	90
	9	100	∅ 16/10	∅ 16/10	32/4 0	si	80
	14-15	60	∅ 16/10	∅ 16/10	32/4 0	si	130
Setti quota 2	1-3-4-12	100	∅ 16/10	∅ 16/10	32/4 0		80
	2-5-6-7-8-9-11-10-13	100	∅ 14/10	∅ 14/10	32/4 0		60

Setti quota 3 – FUORI TERRA	1-3-4-12	60	∅ 14/20	∅ 14/20	32/4 0		60
Trave ballatoio camera di ispezione		VARIE			32/4 0		80
Trave DI COPERTURA		VARIE			32/4 0		80
PILASTRO		60x100			32/4 0		100

Risultati armature

Di seguito si riportano esempi della disposizione delle armature per alcuni elementi riportati in tabella.

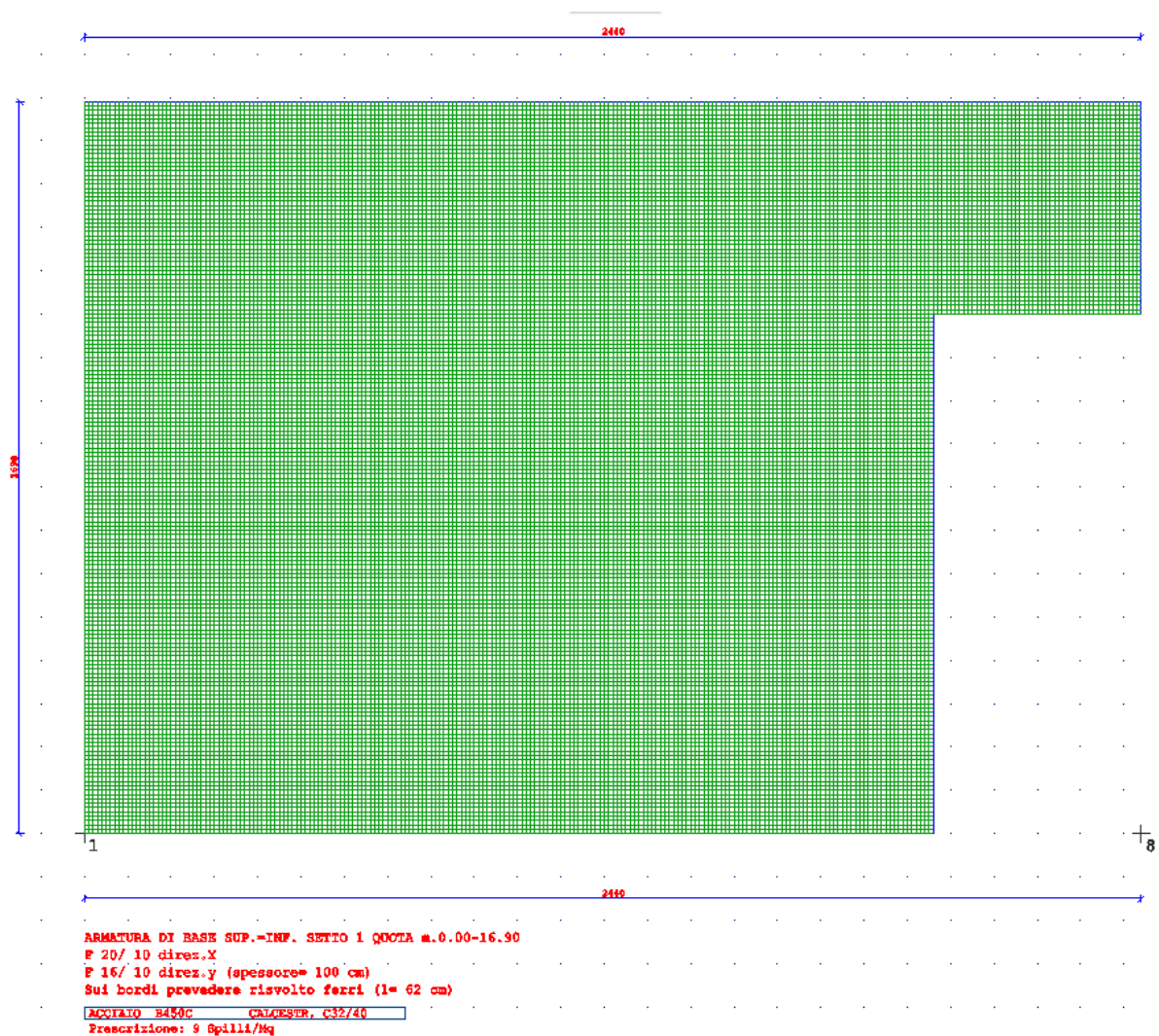


Figura 5.66 – Armatura setto 1 alle quote strutturali indicate

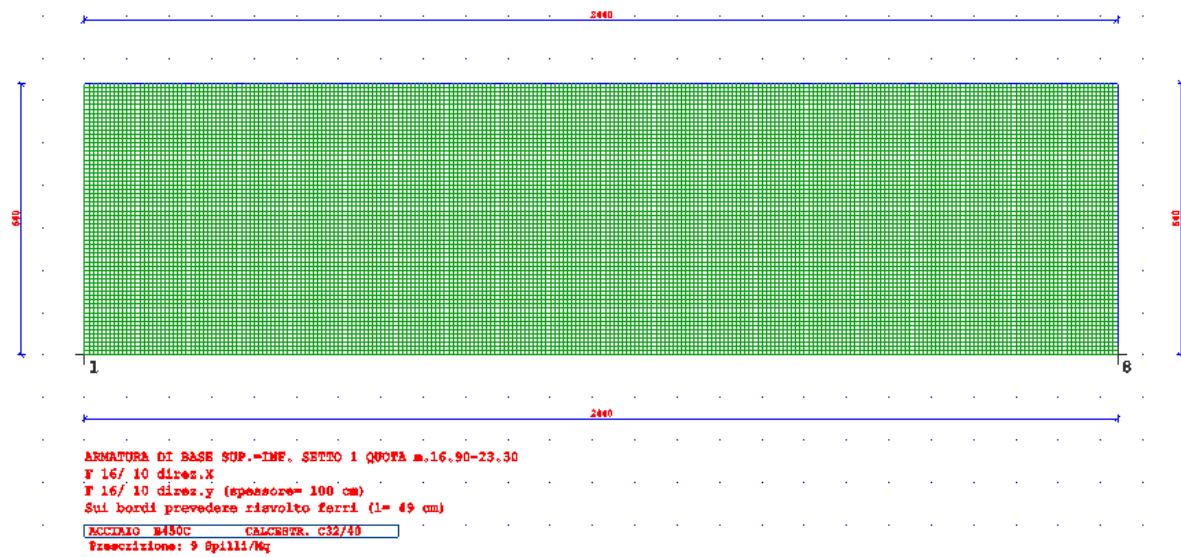


Figura 5.67 – Armatura setto 1 alle quote strutturali indicate

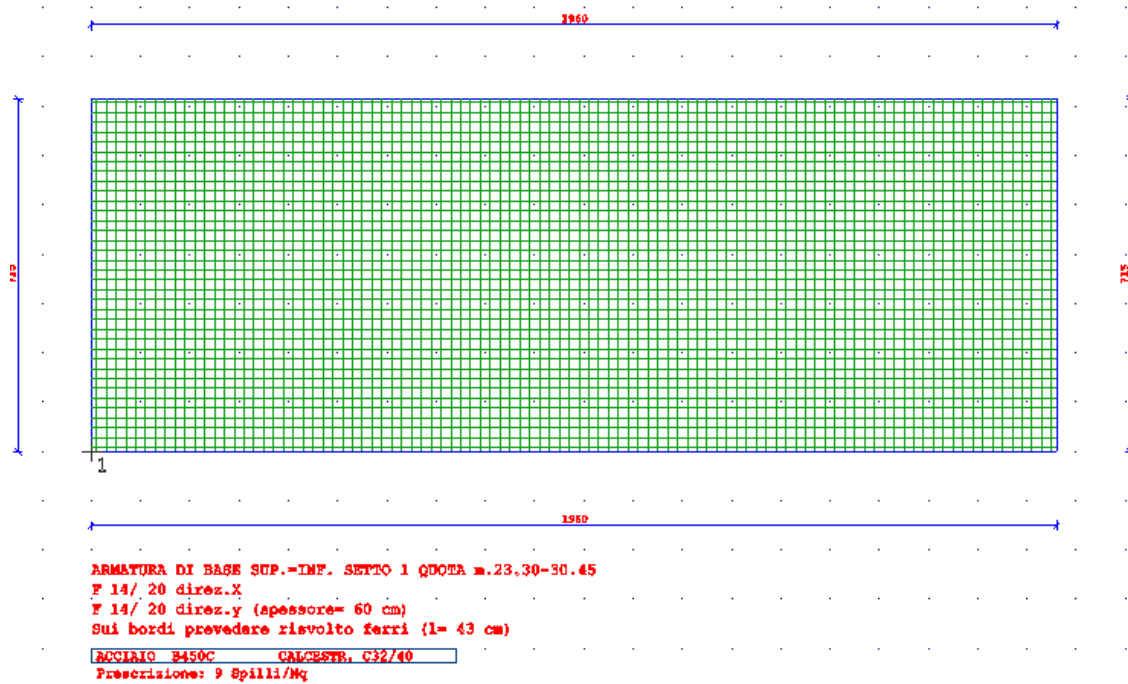


Figura 5.68 – Armatura setto 1 fuori terra

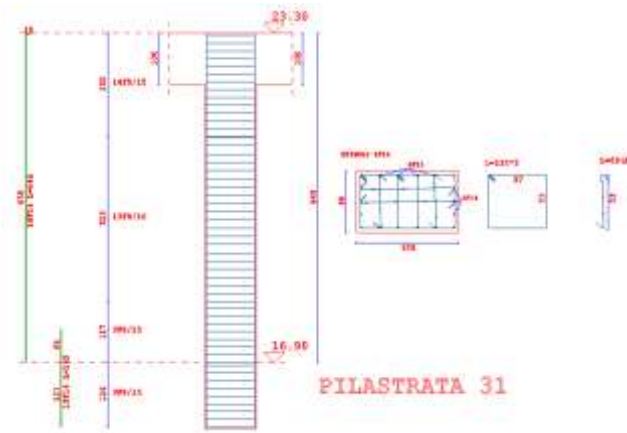


Figura 5.69 – Armatura pilastro

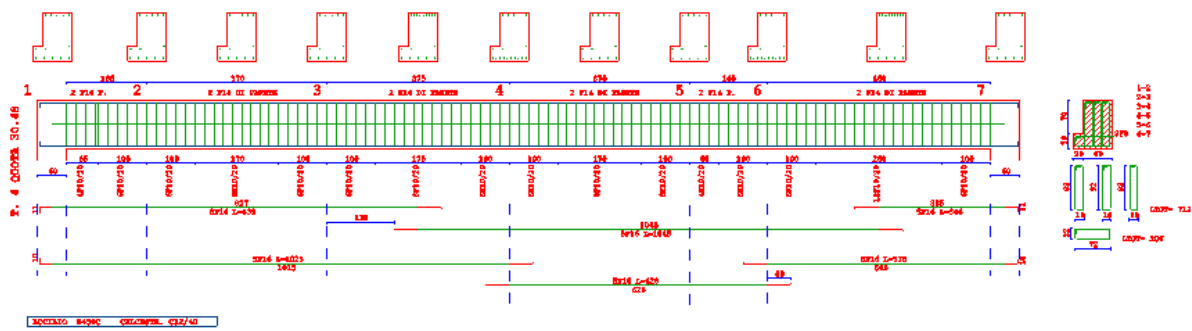


Figura 5.70 – Armatura travi di appoggio solaio copertura

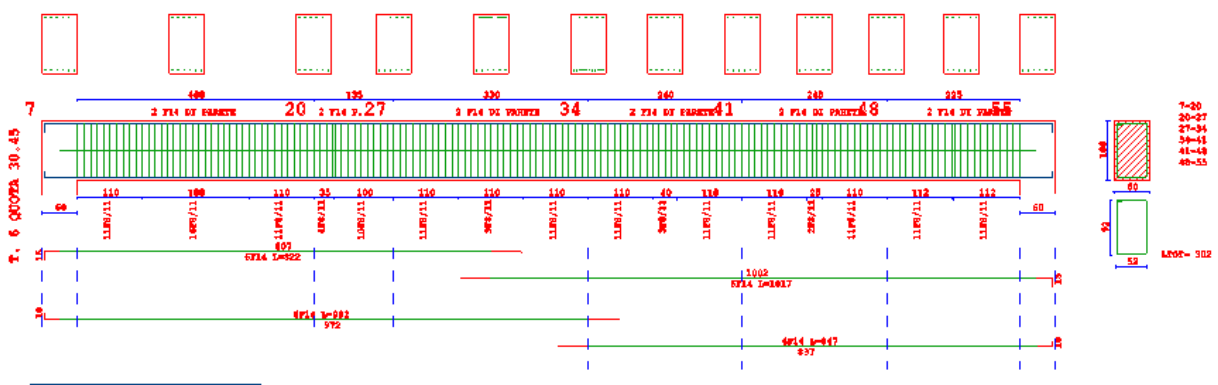


Figura 5.71 – Armatura travi di cordolo pareti fuori terra

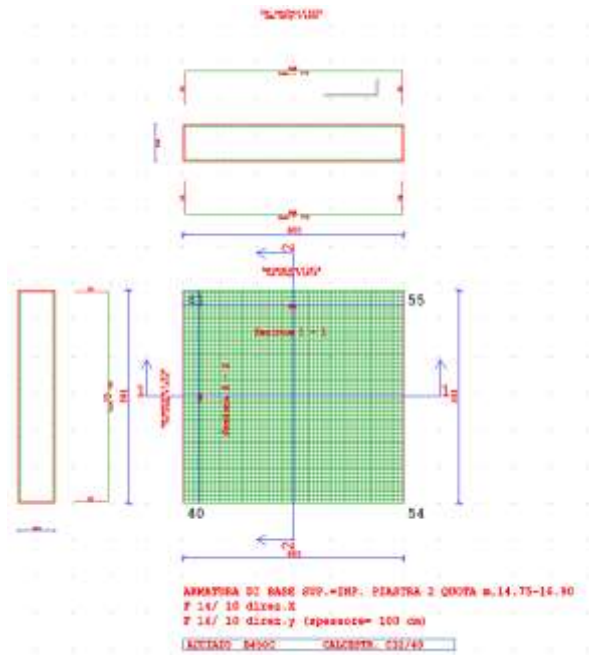


Figura 5.72 – Armatura piastre scarico

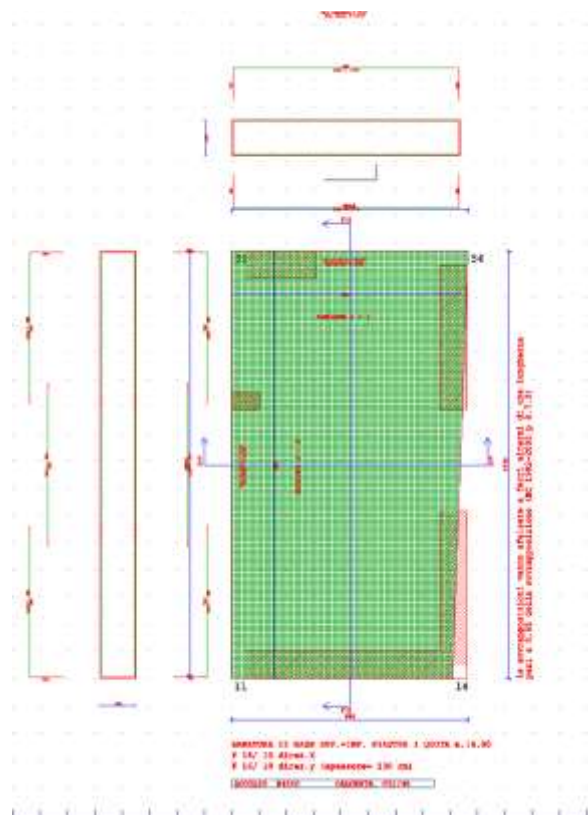


Figura 5.73 – Armatura piastra quota +402.40m slm

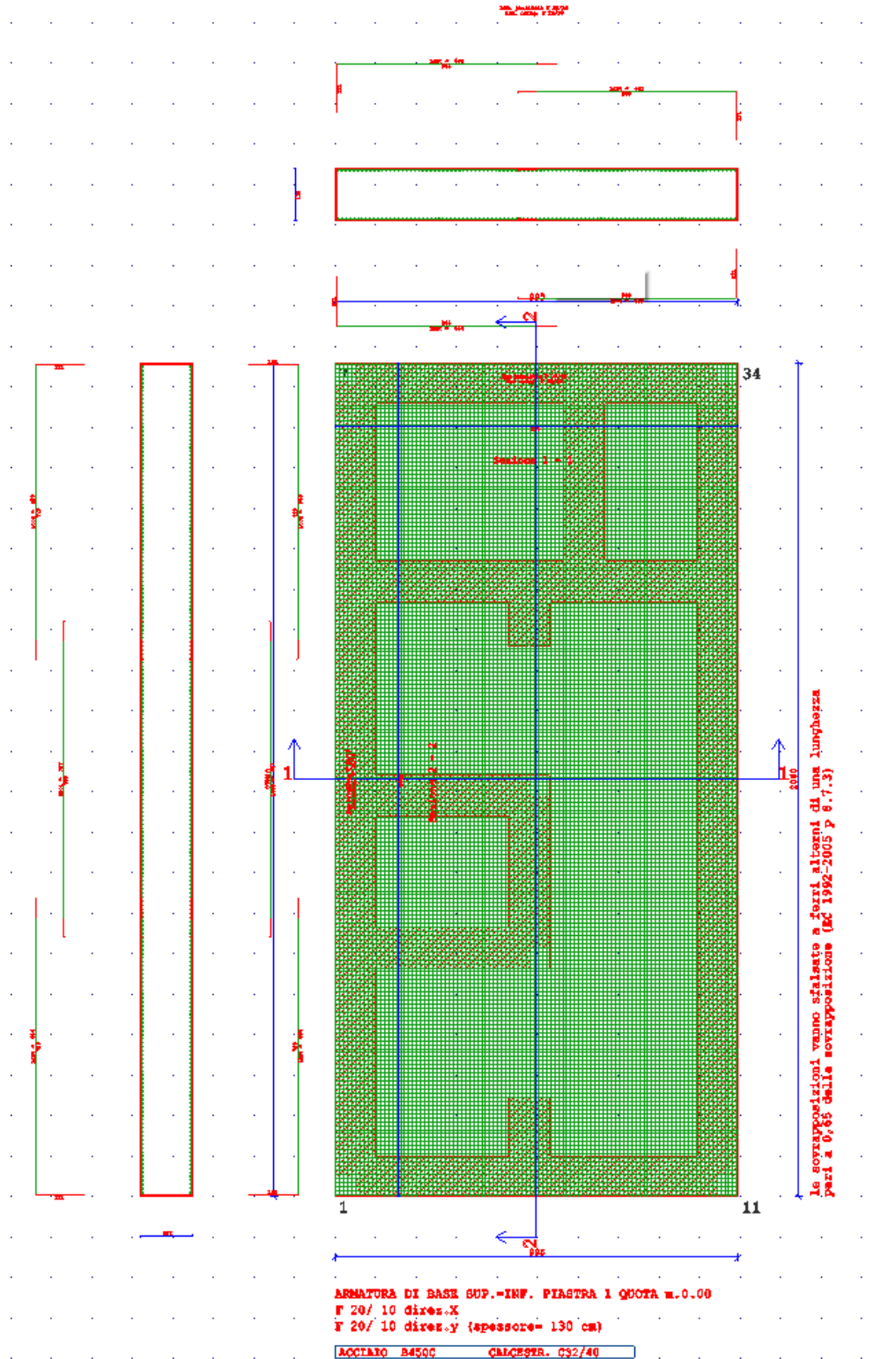


Figura 5.74 – Armatura piastre quota +385.48m s.l.m

5.10.3 Verifiche SLU/SLV

Verifiche Shell e piastre

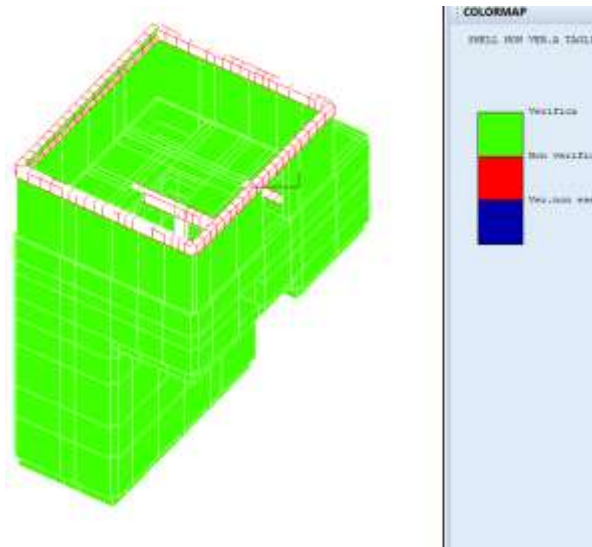


Figura 5.75 – Rappresentazione verifiche a taglio Setti e piastre

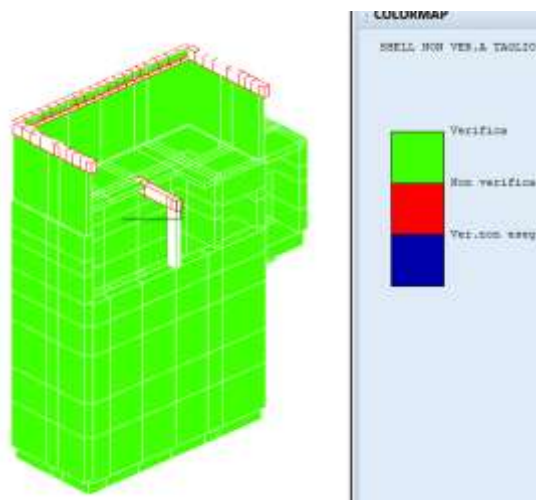


Figura 5.76 – Rappresentazione verifiche a taglio Setti e piastre interni

Verifiche Aste

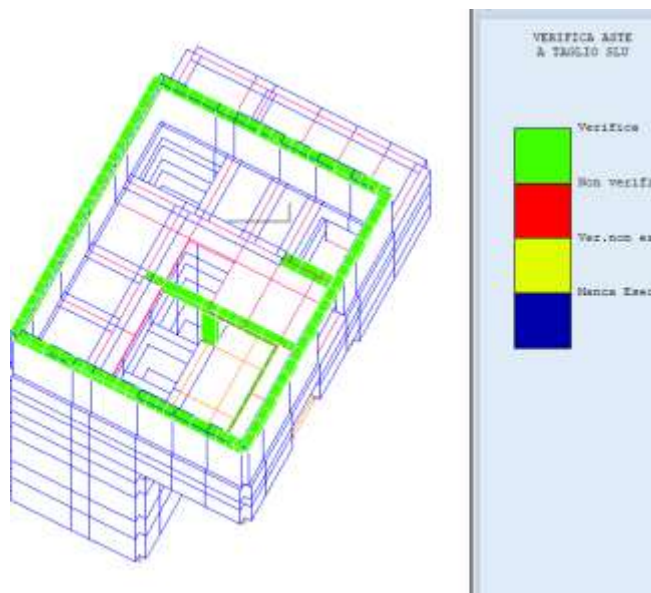


Figura 5.77 – Rappresentazione verifiche a taglio SLU aste travi e pilastri

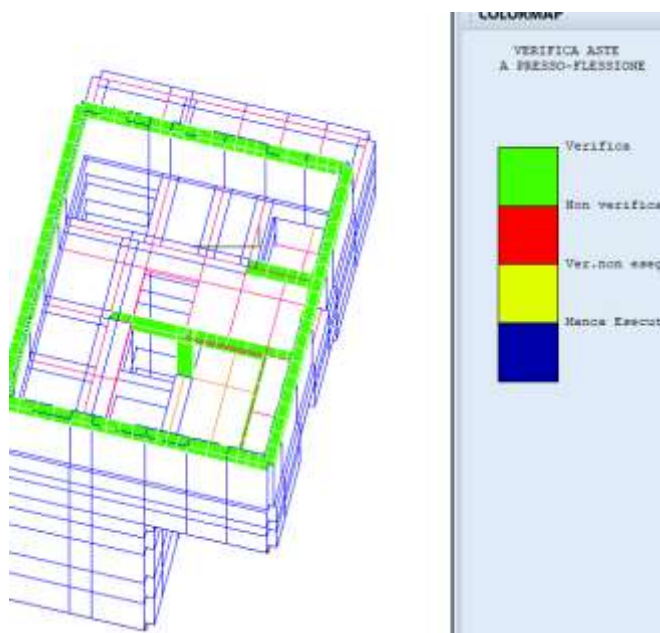


Figura 5.78 – Rappresentazione verifiche a Presso flessione

5.10.4 Verifiche SLE

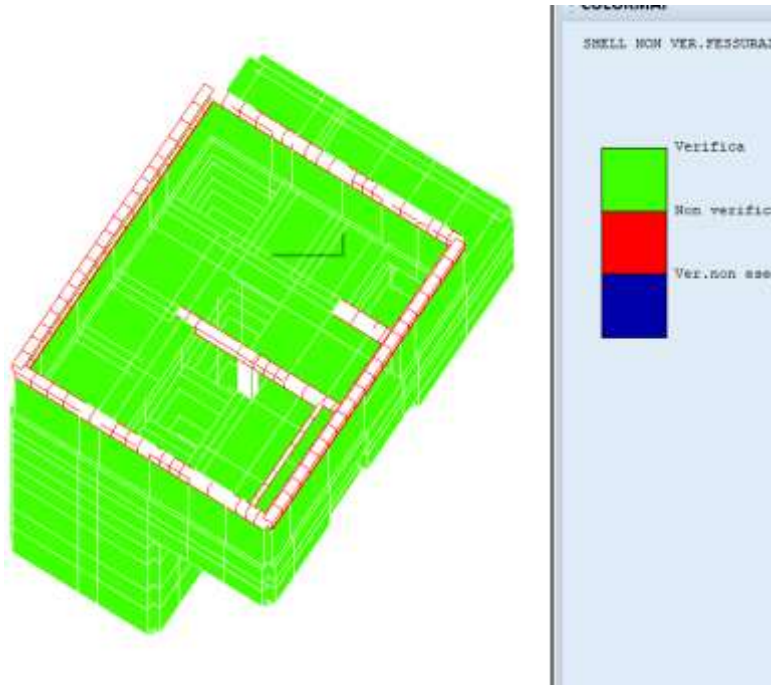


Figura 5.79 – Rappresentazione verifiche a fessurazione Setti esterni allo SLE

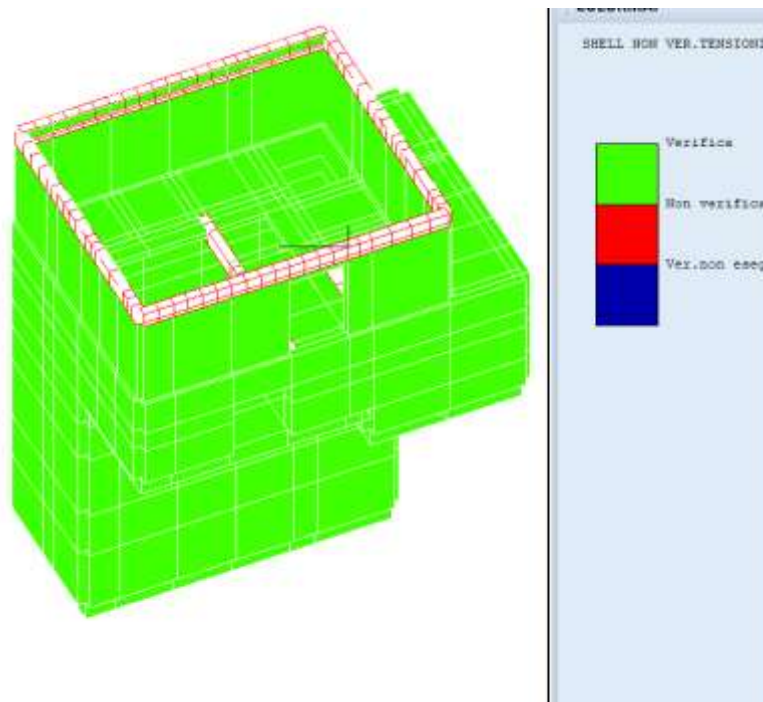


Figura 5.80 – Rappresentazione verifiche a alle tensioni setti allo SLE

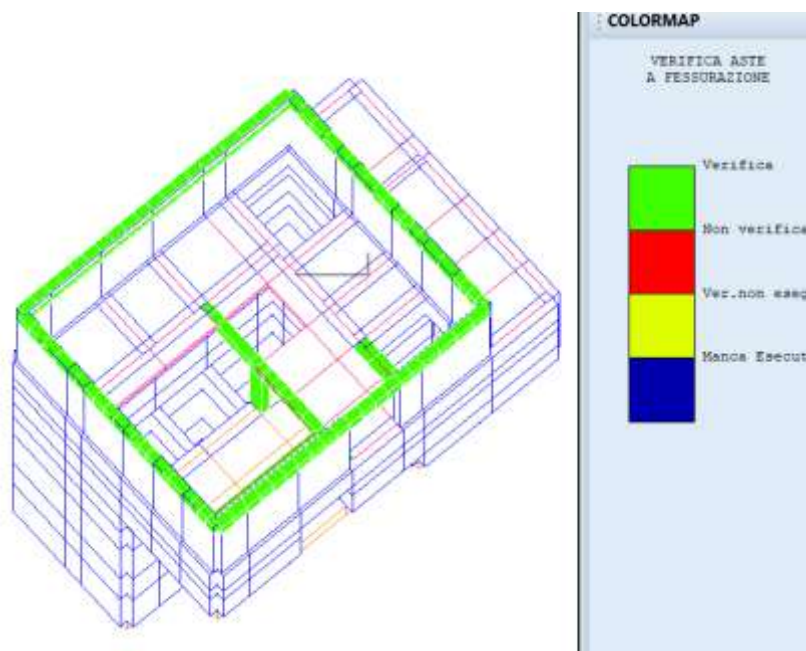


Figura 5.81 – Rappresentazione verifiche tensioni SLE Aste

5.10.5 Rappresentazione grafica sollecitazioni

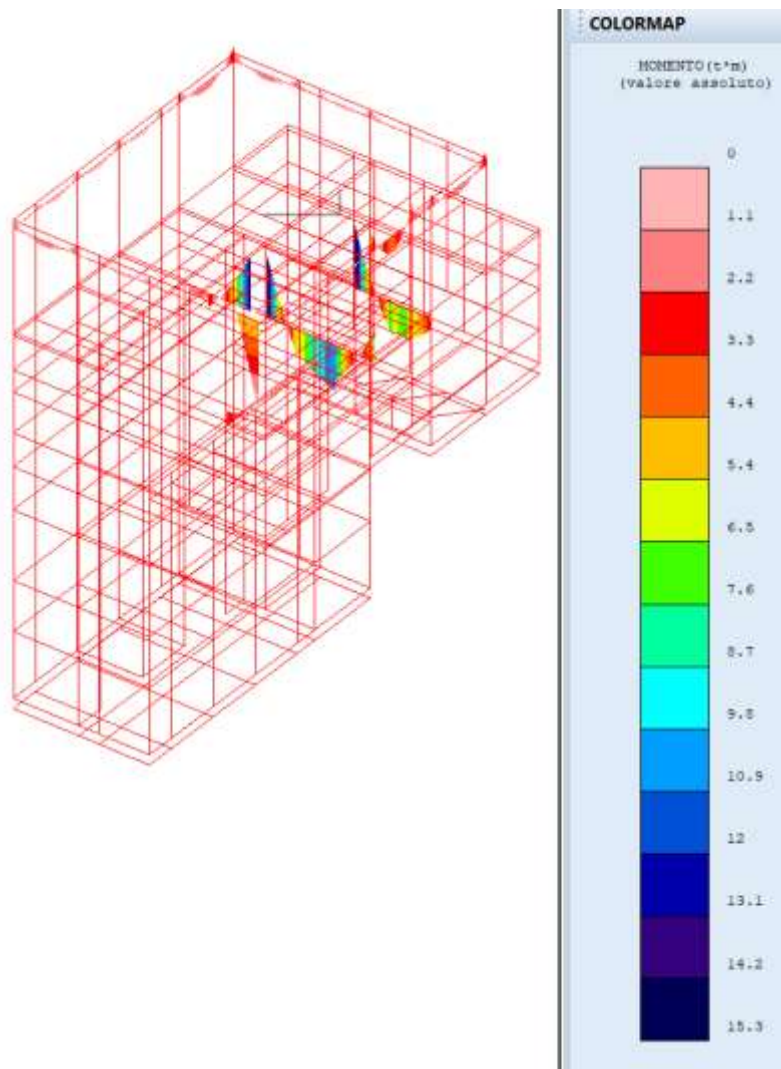


Figura 5.82 – Diagramma Momento M_x SLU combinazione 1

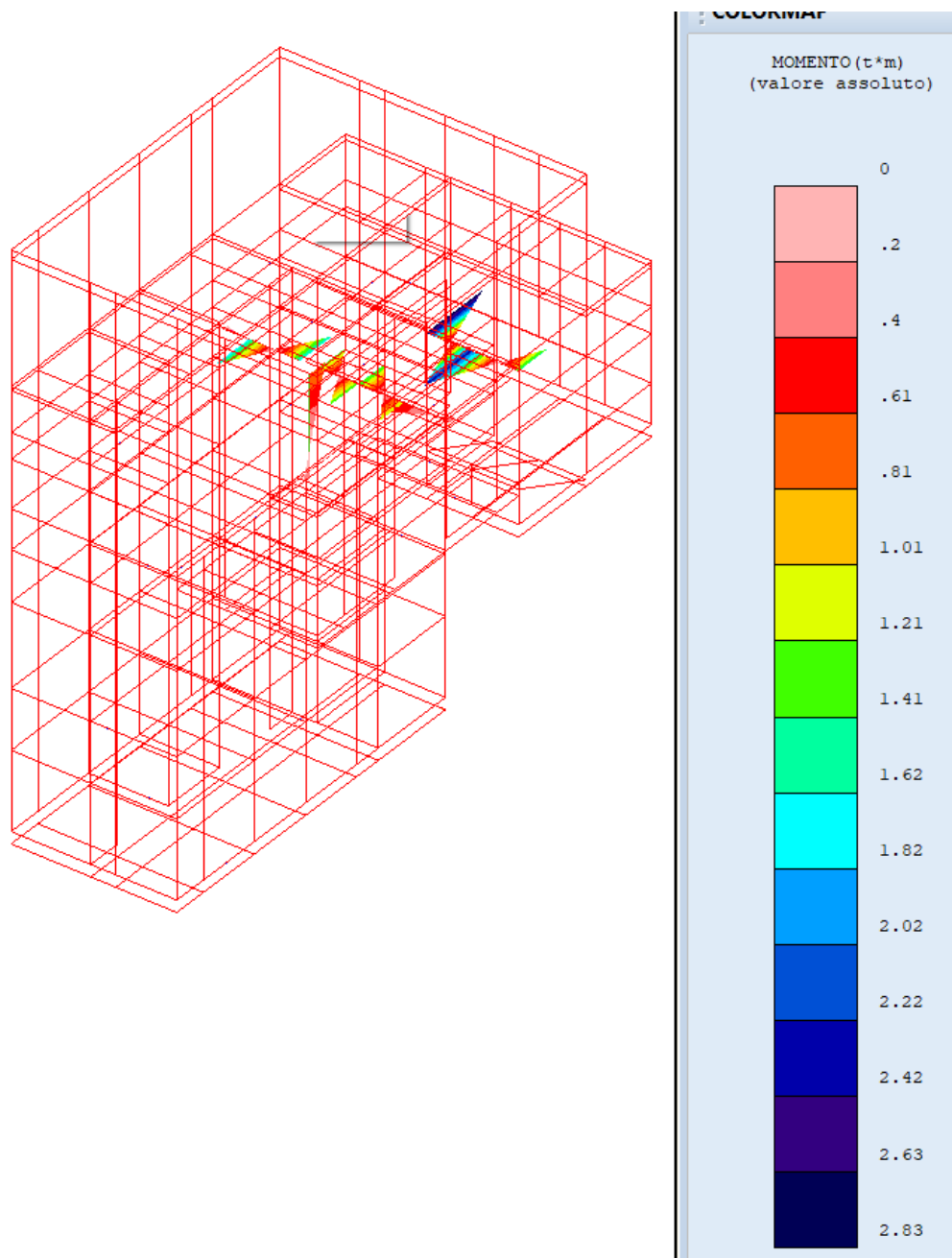


Figura 5.83 – Diagramma Momento My SLU combinazione 1

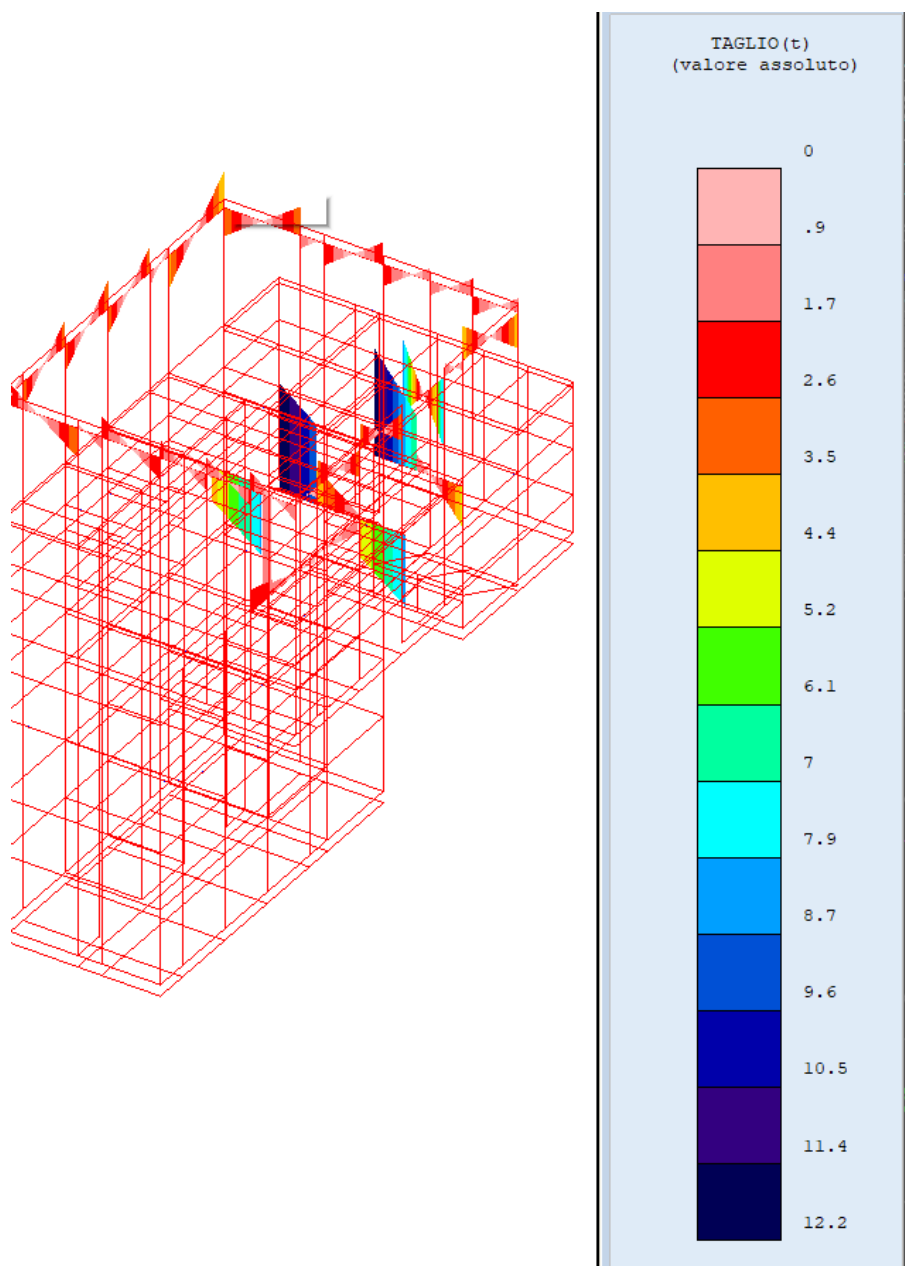


Figura 5.84 – Diagramma Momento T_y SLU combinazione 1

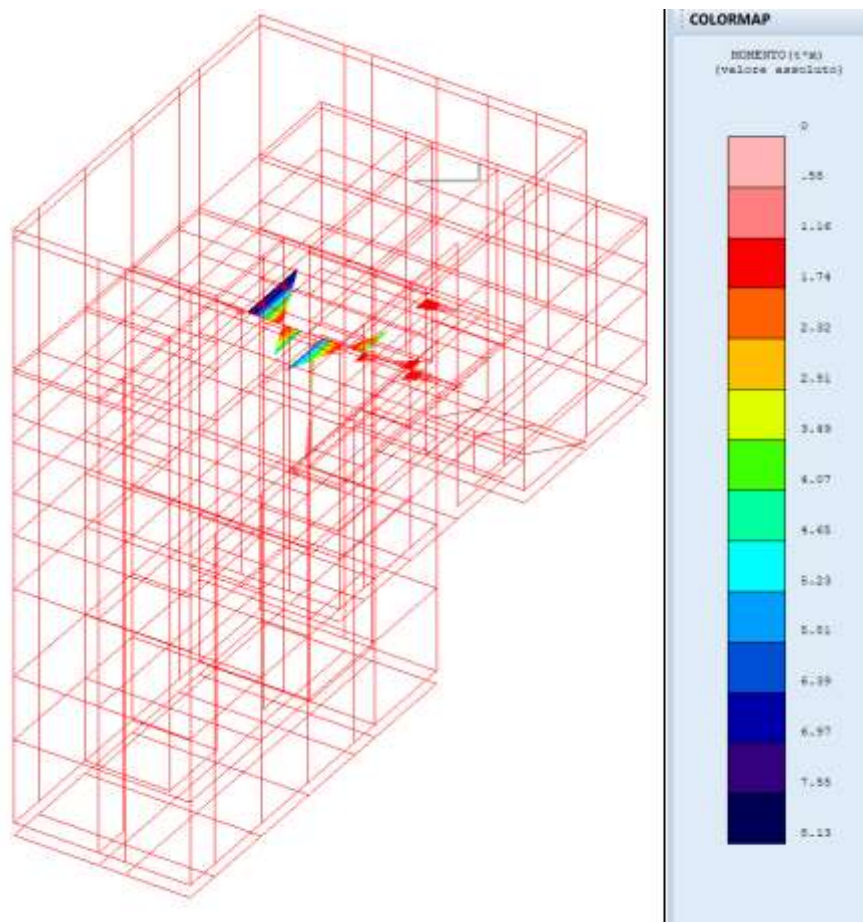


Figura 5.85 – Diagramma Momento M_y SLV combinazione 5 Sisma X + 30%Y

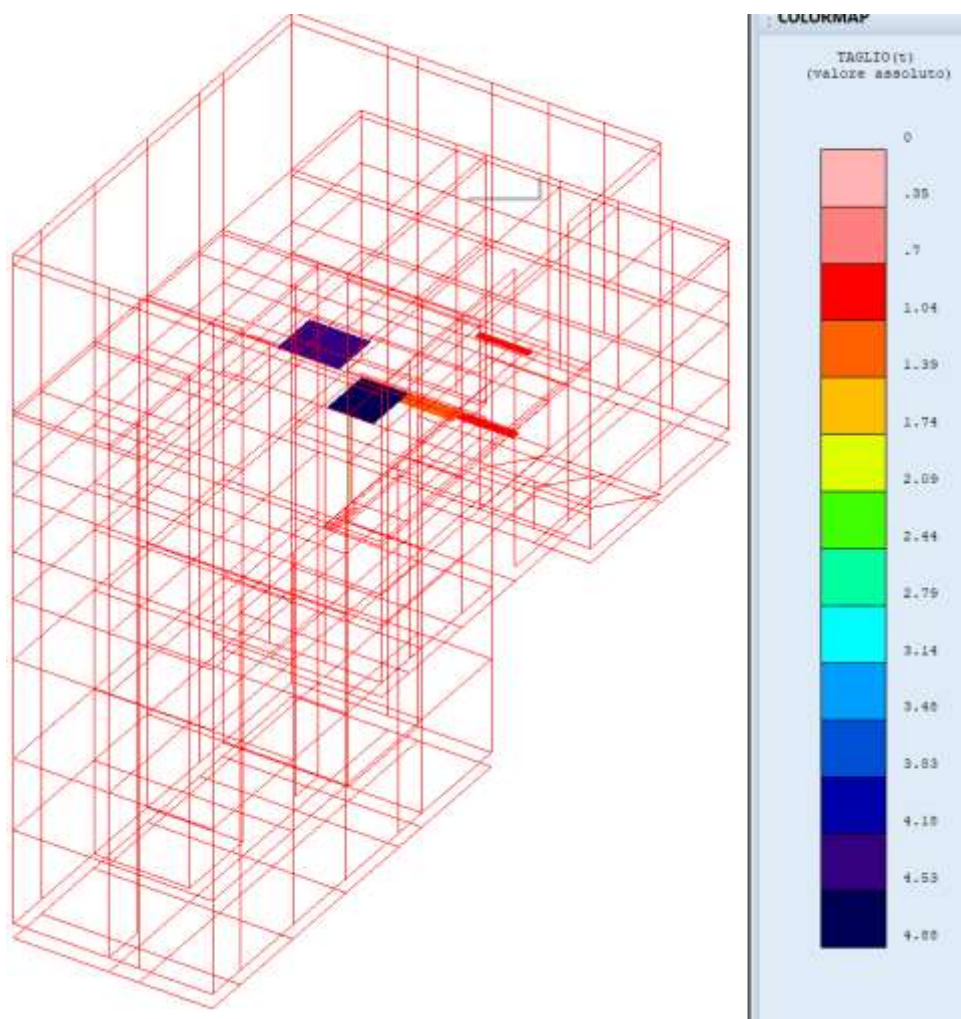


Figura 5.86 – Diagramma Momento Tx SLV combinazione 5 Sisma X + 30%Y

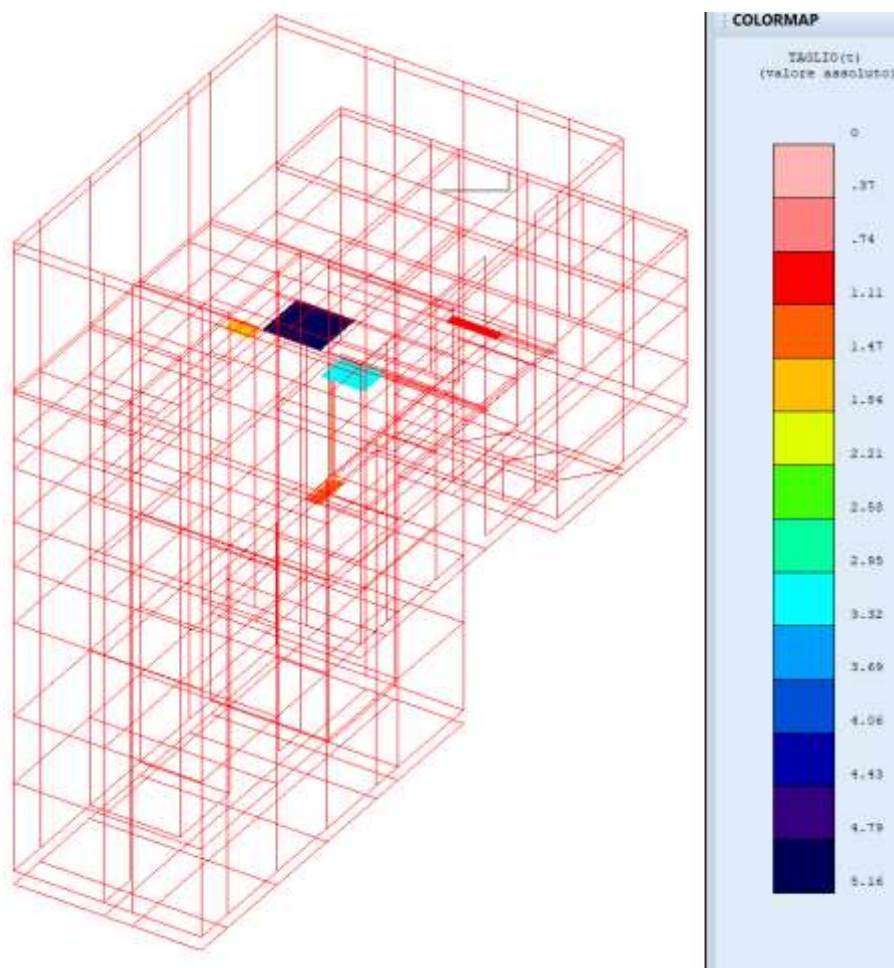


Figura 5.87 – Diagramma Momento Tx SLV combinazione 9 Sisma Y + 30%X

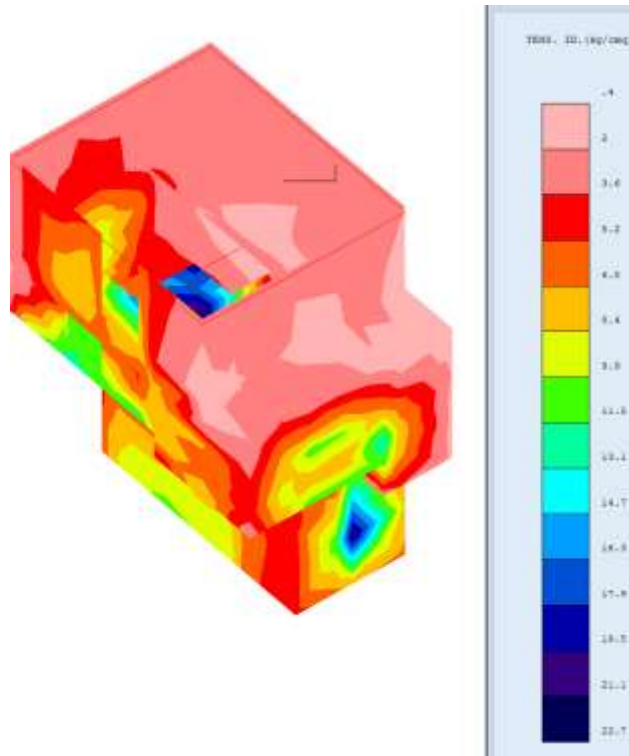


Figura 5.88 – Tensore ideale Combinazione SLU 1

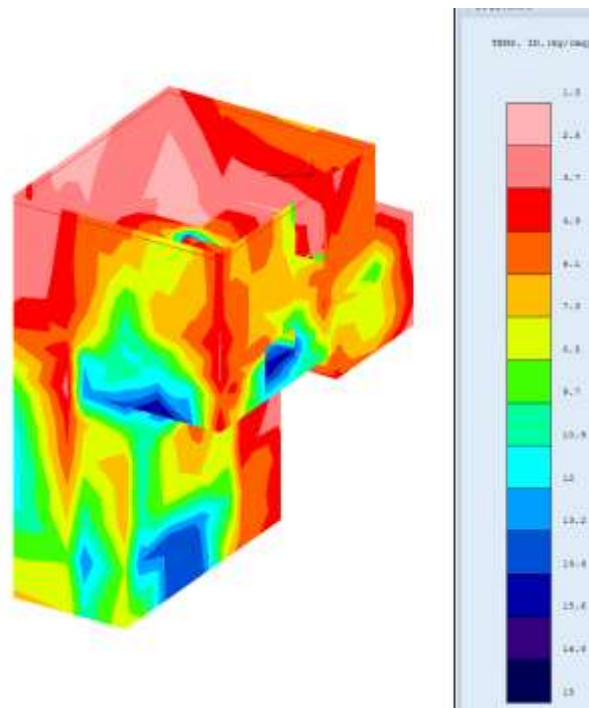


Figura 5.89 – Tensore ideale Combinazione SLV 5 Sisma X+30% Y

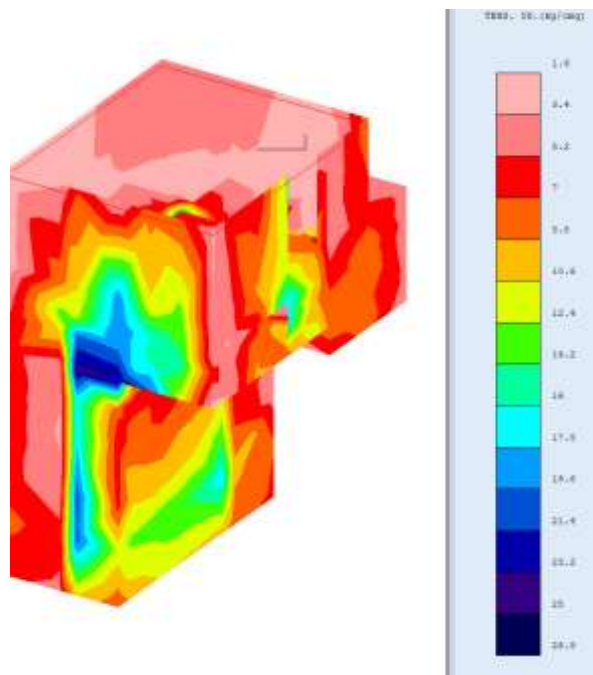


Figura 5.90 – Tensore ideale Combinazione SLV 9 Sisma Y+30% X

5.10.6 Configurazione deformate

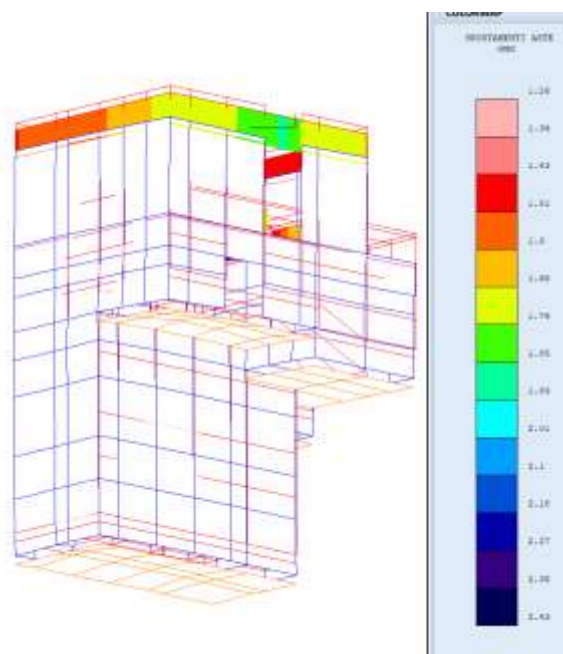


Figura 5.91 - Deformata elastica Combinazione SLU 1

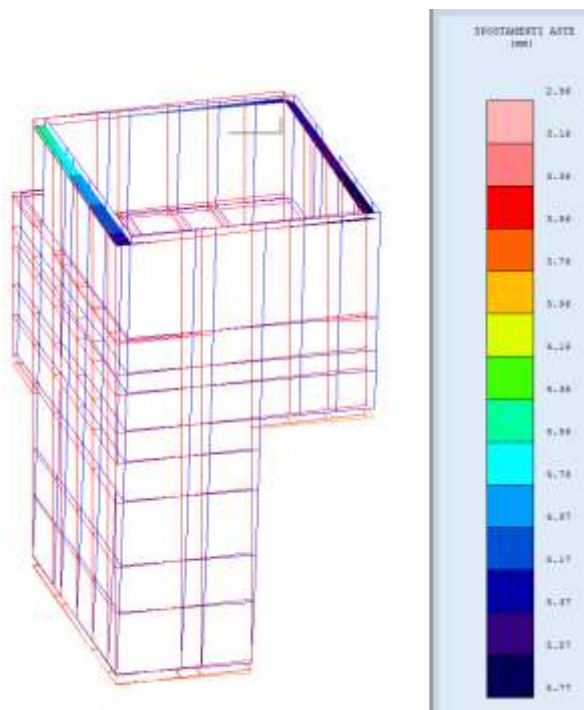


Figura 5.92 – Deformata elastica Combinazione SLV 5 Sisma X+30%Y

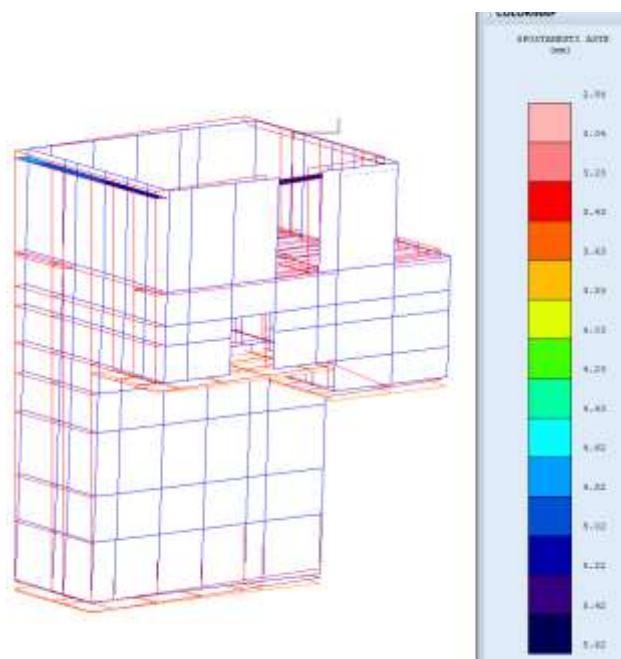


Figura 5.93 – Deformata elastica Combinazione SLV 9 Sisma Y+30%X

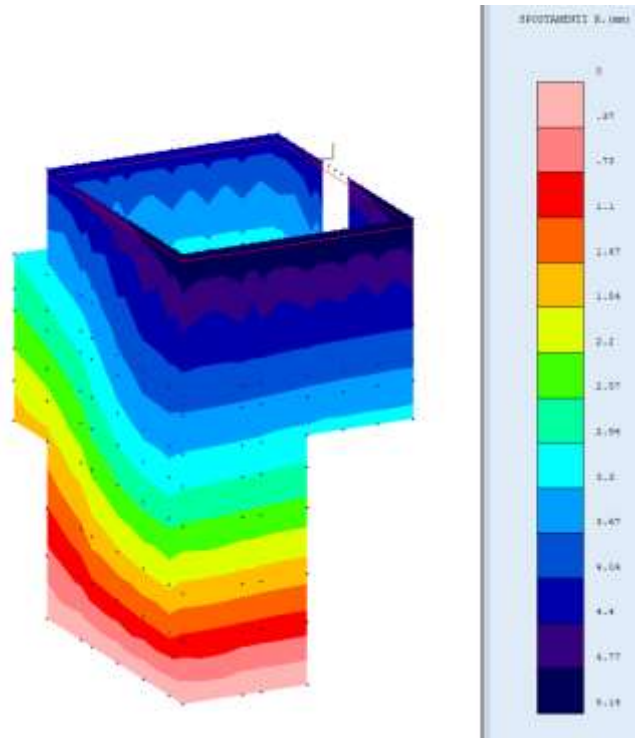


Figura 5.94 – Spostamenti in X - Shell Combinazione SLV 5 Sisma X + 30%Y

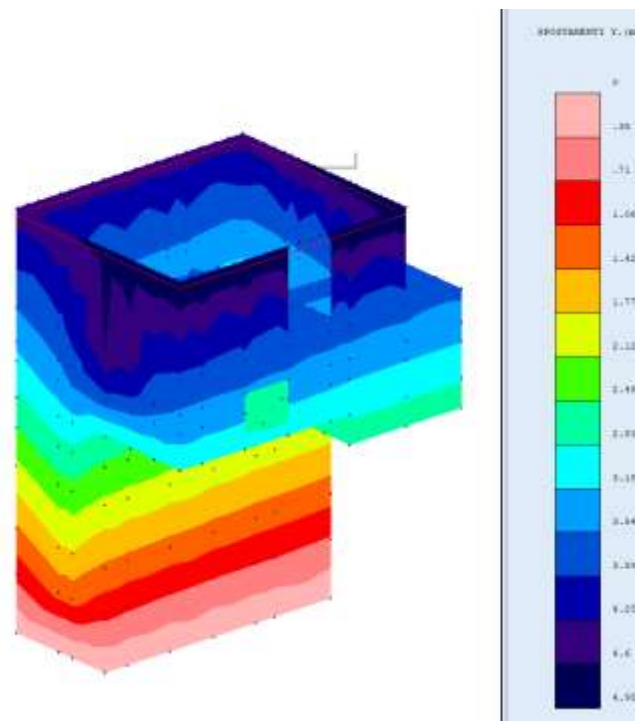


Figura 5.95 – Spostamenti in Y - Shell Combinazione SLV 5 Sisma X + 30%Y

6 MANUFATTO SALTO VALLE

Il presente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto “Salto 2 – Manufatto di valle”. Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE). L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

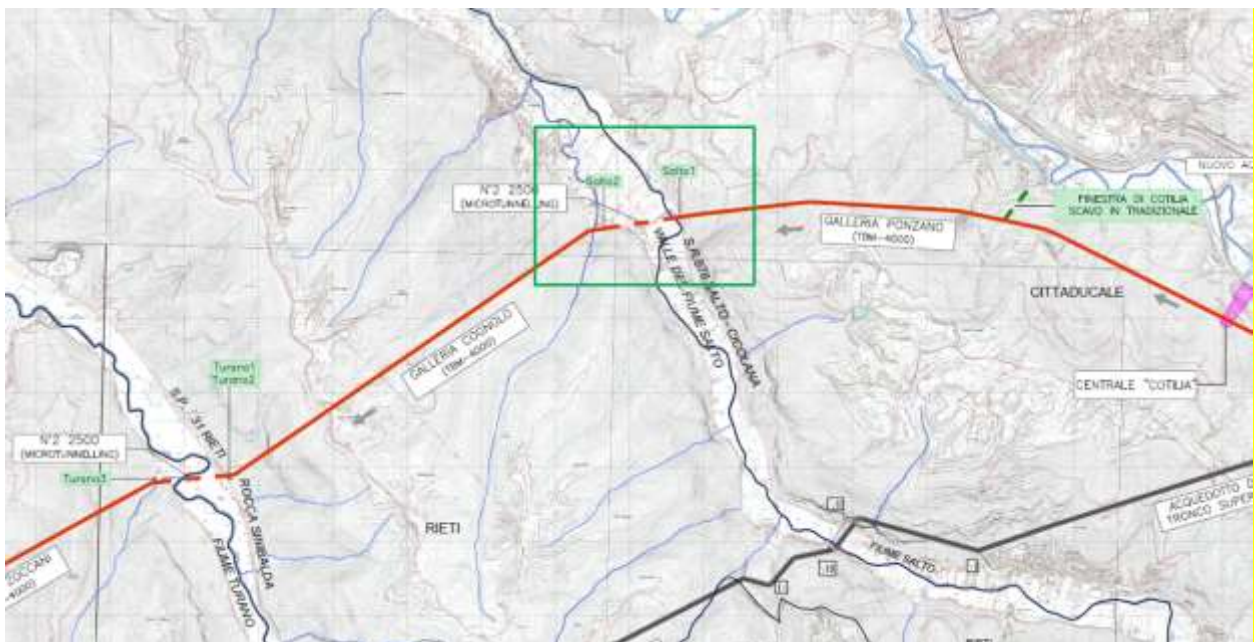


Figure 6-1: Planimetria generale

6.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 1- SAP 2000 Advanced versione 23.1.0 della CSI per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figure 6-2: Licenza SAP 2000

- 2- RC-SEC V.2022.14.1.1056 della Geostru, per la verifica di sezioni di calcestruzzo armato



Figure 6-3: Licenza RC-SEC

6.2 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento a quanto riportato in relazione geologica. In particolare, i parametri utilizzati sono di seguito riportati:

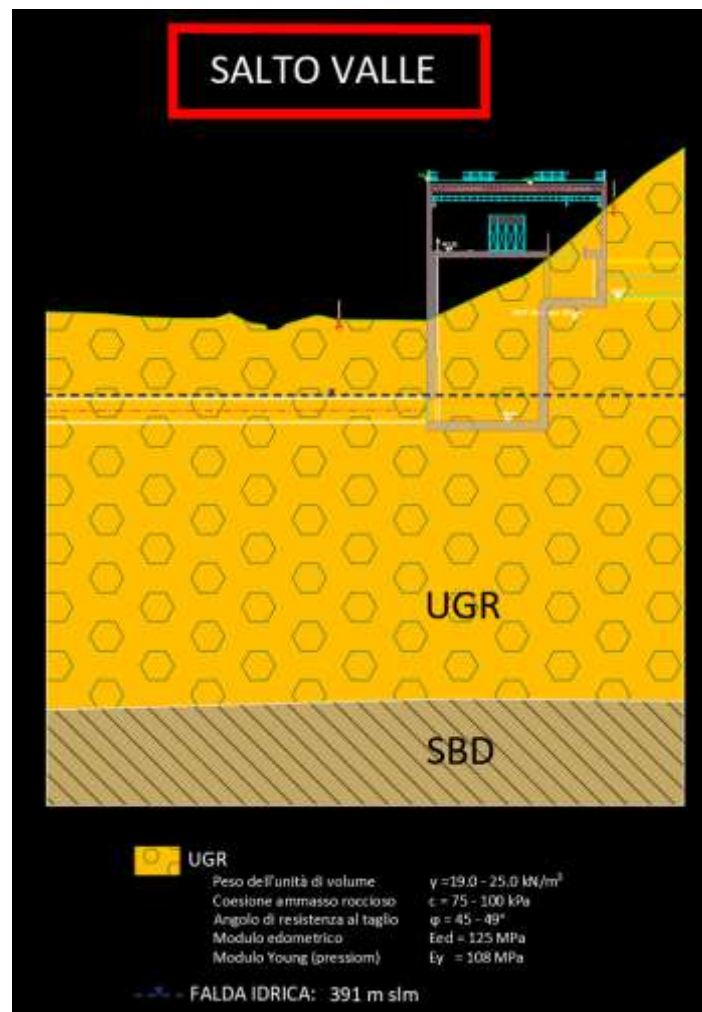


Figure 6-4: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo



Figure 6-5: Ubicazione opera

6.3 Inquadramento sismico

Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si assume un valore di VN pari a 100 anni. Vista la rilevanza che l'opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d'uso IV. Inoltre, è opportuno segnalare come l'assunto di opera strategica, e quindi aver assegnato una classe d'uso pari a IV, conferisce all'infrastruttura acquedottista una classe di affidabilità elevata.

Per il manufatto sono stati quindi considerati i seguenti parametri sismici:

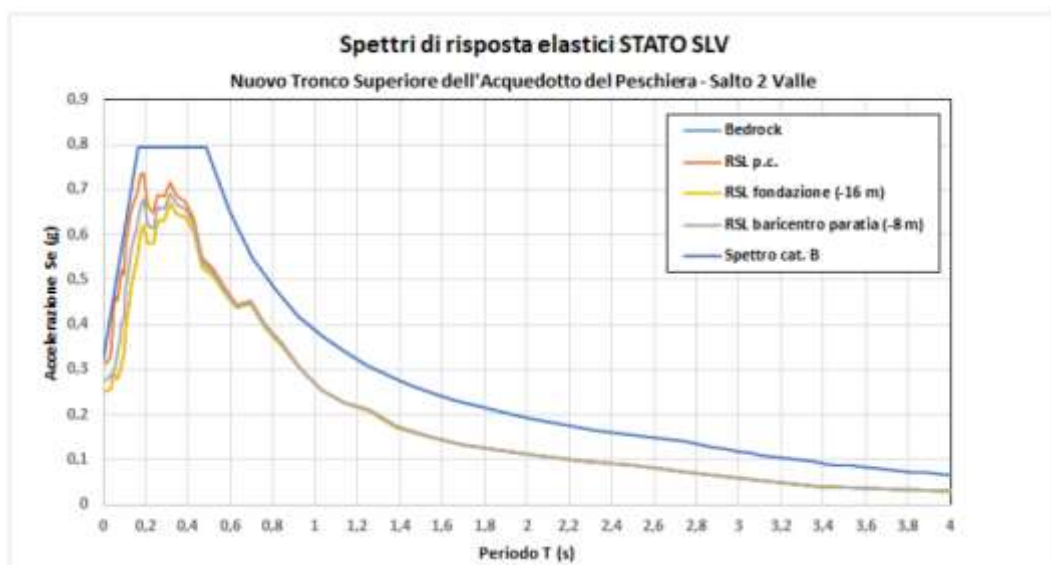
- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84:

Long: 12.914799°

Lat: 42.375801°

- Quota Zero sismico: 407.25m slm (Piano Campagna)

Per gli spettri elastici si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geologica, in particolare agli studi specifici di risposta sismica locale, ed inseriti i valori dello spettro SLV nel modello di calcolo:



6.4 Schema di calcolo

La struttura è stata modellata per mezzo del software ad elementi finiti SAP2000 mediante elementi "plate and shell" per la modellazione di setti verticali ed elementi orizzontali. Di seguito il modello FEM della struttura:

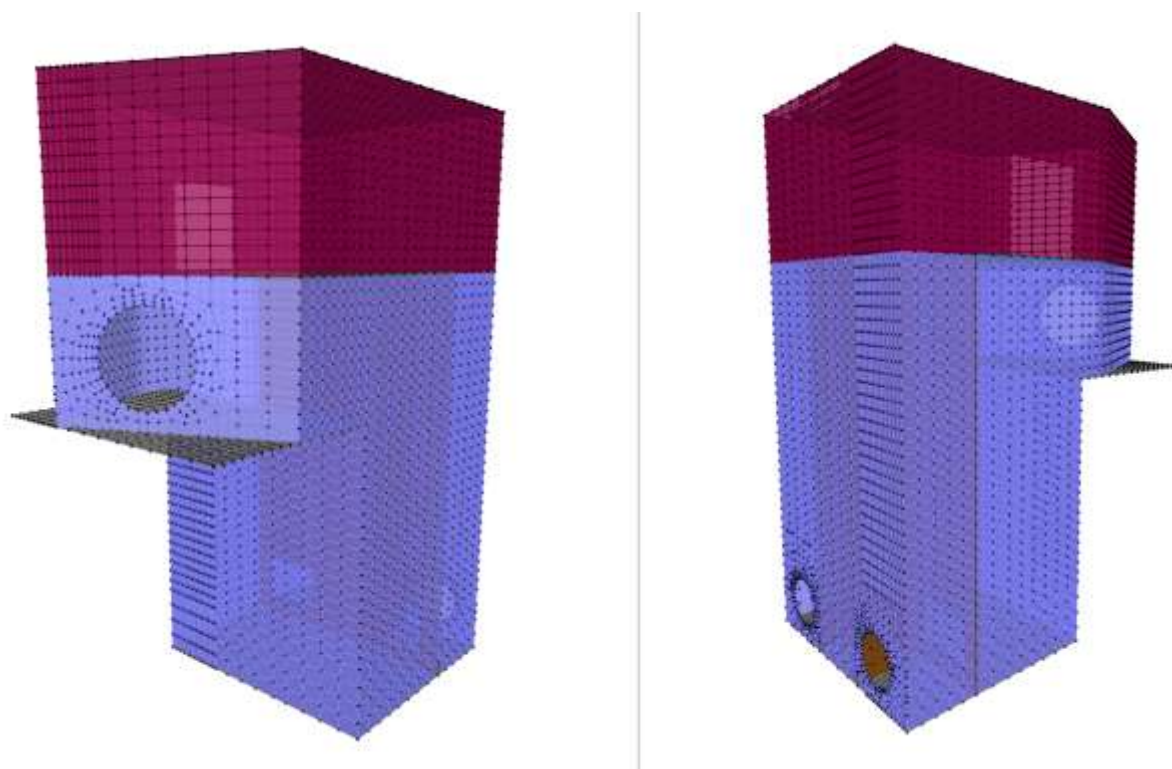


Figure 6-6: Vista estrusa del modello FEM

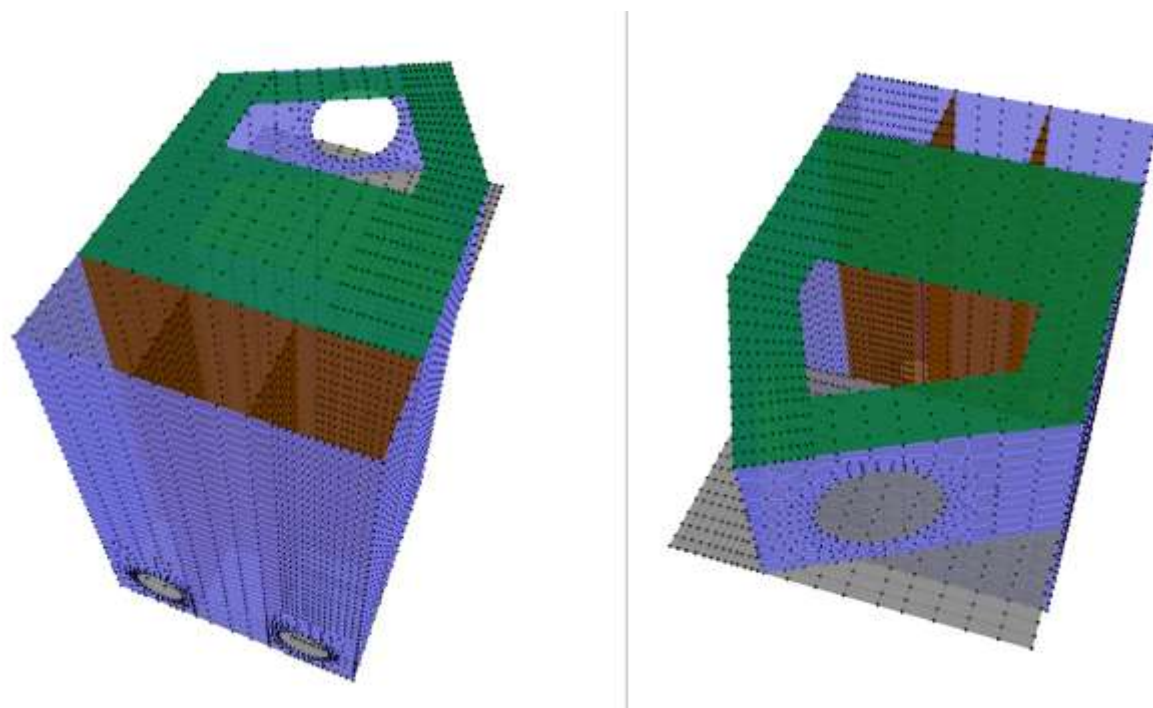


Figure 6-7: vista estrusa qta 407.25m s.l.m.

6.5 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per la struttura.

6.5.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria e i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

6.5.2 Azioni in copertura

Solaio prefabbricato tipo pi greco

PESO PROPRIO

- Peso proprio elementi in c.a.p. = 3.65 kN/m^2

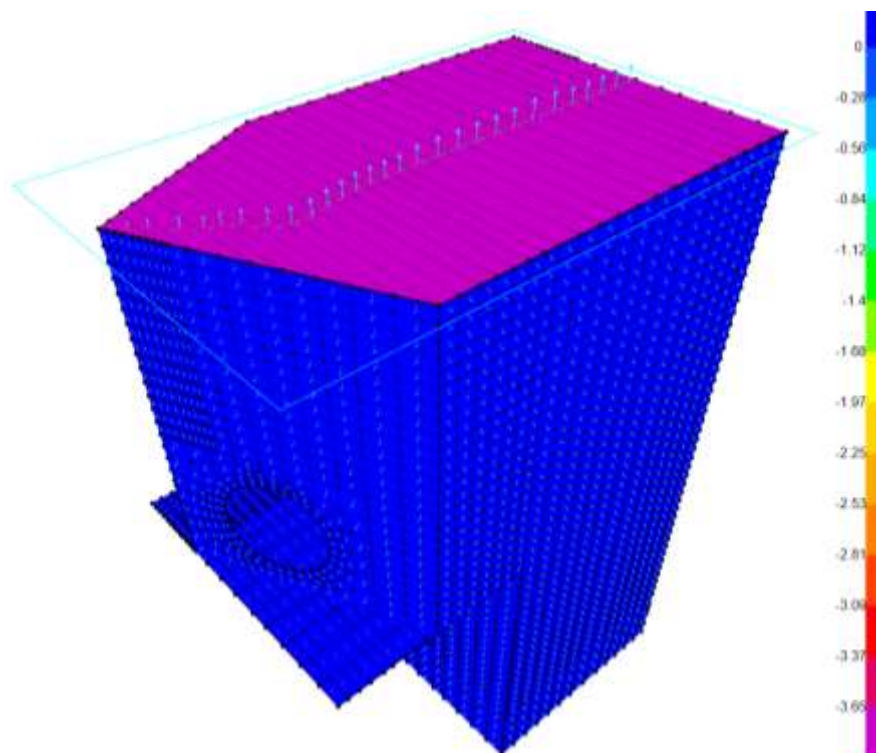


Figure 6-8: Caso di carico "Peso proprio copertura"

Permanente portato

- Soletta di completamento: $0.05 \times 25 = 1.25$ kN/m²
- Massetto pendenze: $0.10 \times 14 = 1.40$ kN/m²
- Guaina: 0.40 kN/m²

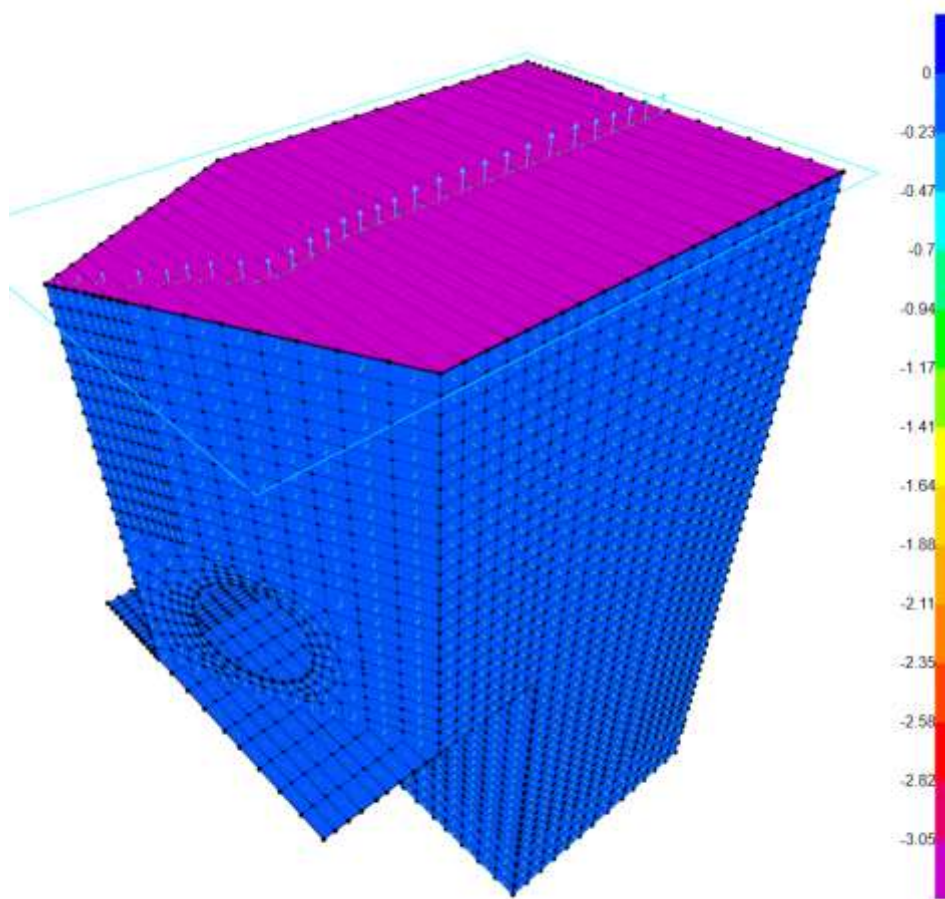


Figure 6-9: Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00$ kN/m²
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.20$ kN/m²

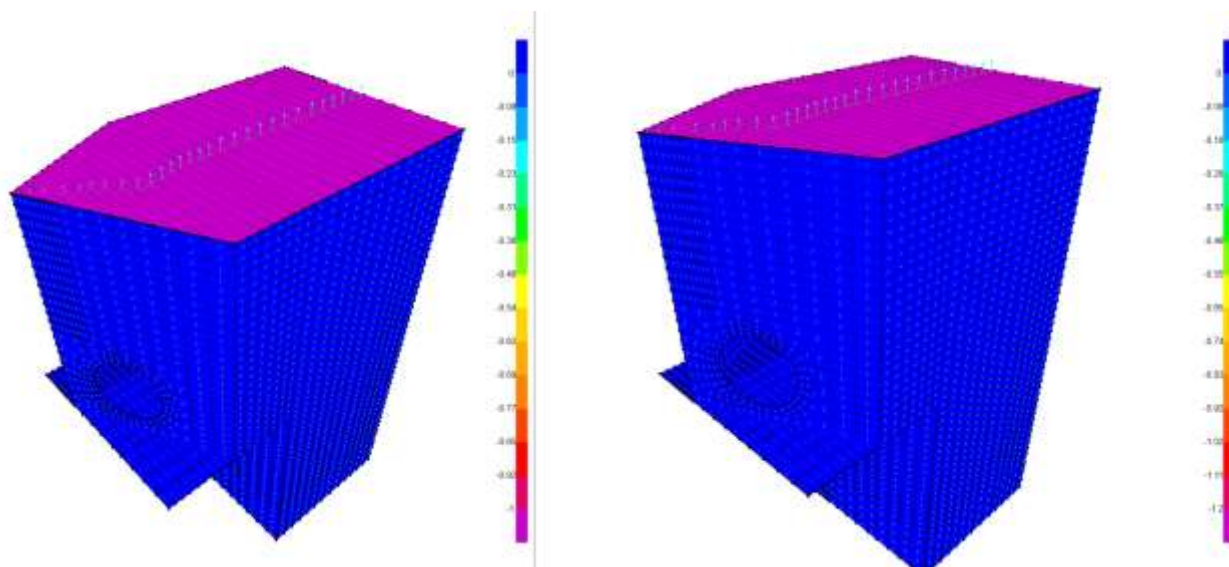


Figure 6-10: Casi di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ " e "Neve $Q_{k,2}$ "

6.5.3 Azioni su orizzontamento a piano campagna

Per il solaio a piano campagna (quota 407.25m s.l.m.), si considera oltre al peso proprio, un sovraccarico accidentale dovuto ad eventuali mezzi di 20 kPa. Tale carico viene applicato agli elementi in calcestruzzo.

- Sovraccarico accidentale mezzi $Q_{k,3} = 20.00$ kPa

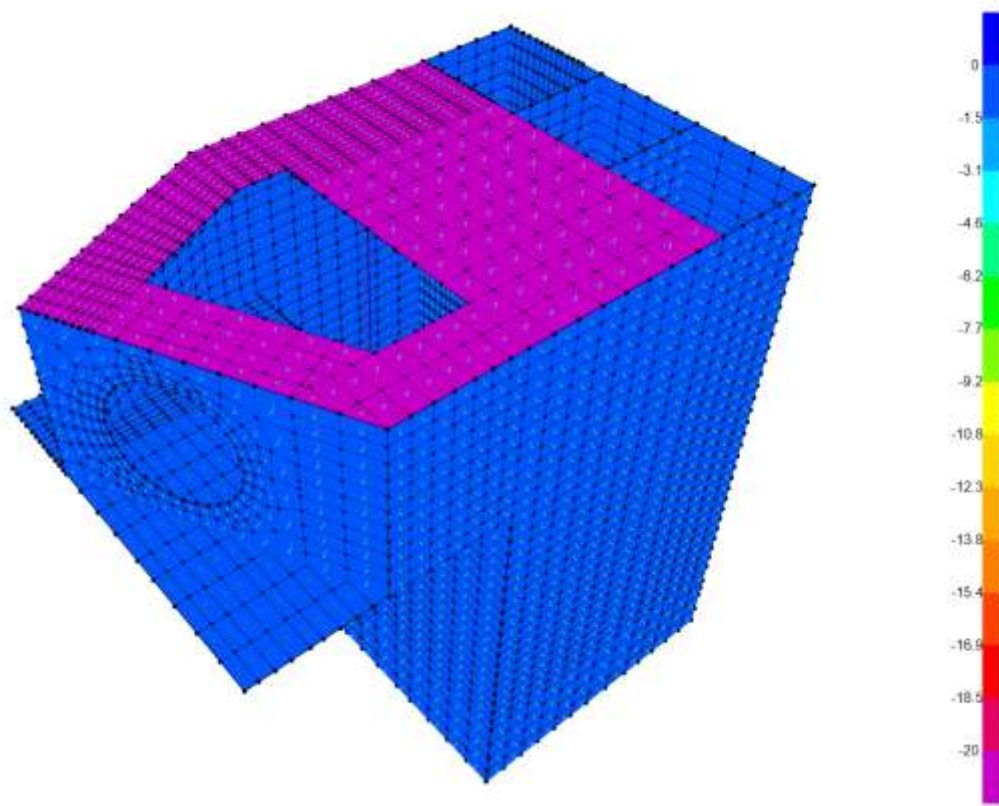


Figure 6-11: Caso di carico "mezzi $Q_{k,3}$ "

In corrispondenza dei setti verticali interni, si considera il peso proprio del grigliato keller e un sovraccarico accidentale di folla di 3 kPa:

- Peso proprio grigliato keller = 1.00kPa
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,4} = 3.00$ kPa

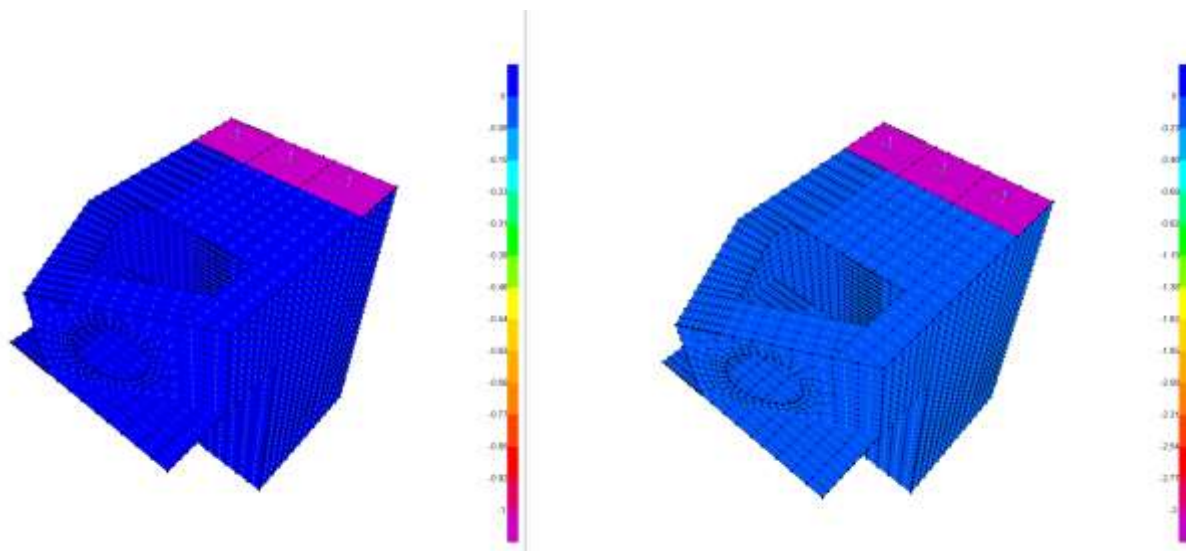


Figure 6-12: Casi di carico "peso proprio grigliato" e "folla $Q_{k,4}$ "

6.5.4 Peso verticale acqua di invaso

Per il solaio intermedio a quota 402.07m s.l.m., in condizioni di esercizio, insiste una pressione verticale dovuta alla presenza dell'acqua di invaso per un'altezza di 2.56m al di sopra del piano orizzontale. In condizioni eccezionali, il livello di invaso può arrivare a 5.03m al di sopra del piano orizzontale.

La pressione verticale dell'acqua d'invaso vale quindi:

- Peso verticale acqua in condizioni di esercizio = $\gamma wxh = 10 \times 2.56 \approx 26 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma wxh = 10 \times 5.03 \approx 50 \text{ kN/m}^2$.

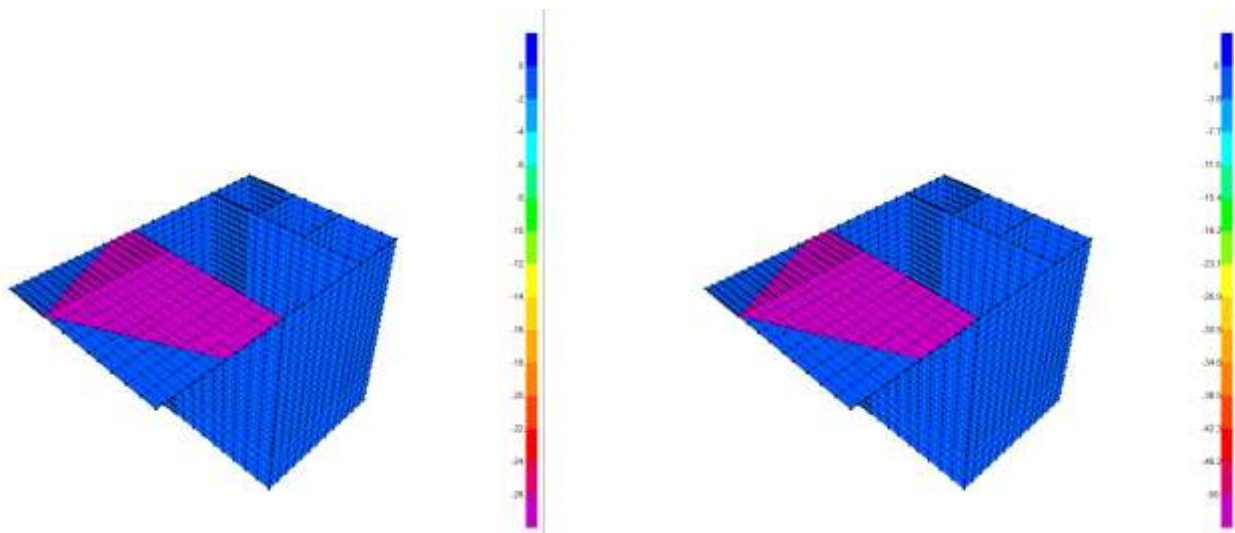


Figure 6-13: Casi di carico "peso verticale acqua di invaso in esercizio" e "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

Con riferimento alla platea di fondazione a quota 388.37m s.l.m., il tirante d'acqua in condizioni di esercizio è pari a 16.26m. In condizioni eccezionali, il livello di invaso può arrivare a 18.73m al di sopra del piano orizzontale.

La pressione verticale dell'acqua d'invaso vale quindi:

- Peso verticale acqua in condizioni di esercizio = $\gamma_w x h = 10 \times 16.26 \approx 163 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma_w x h = 10 \times 18.73 \approx 188 \text{ kN/m}^2$.

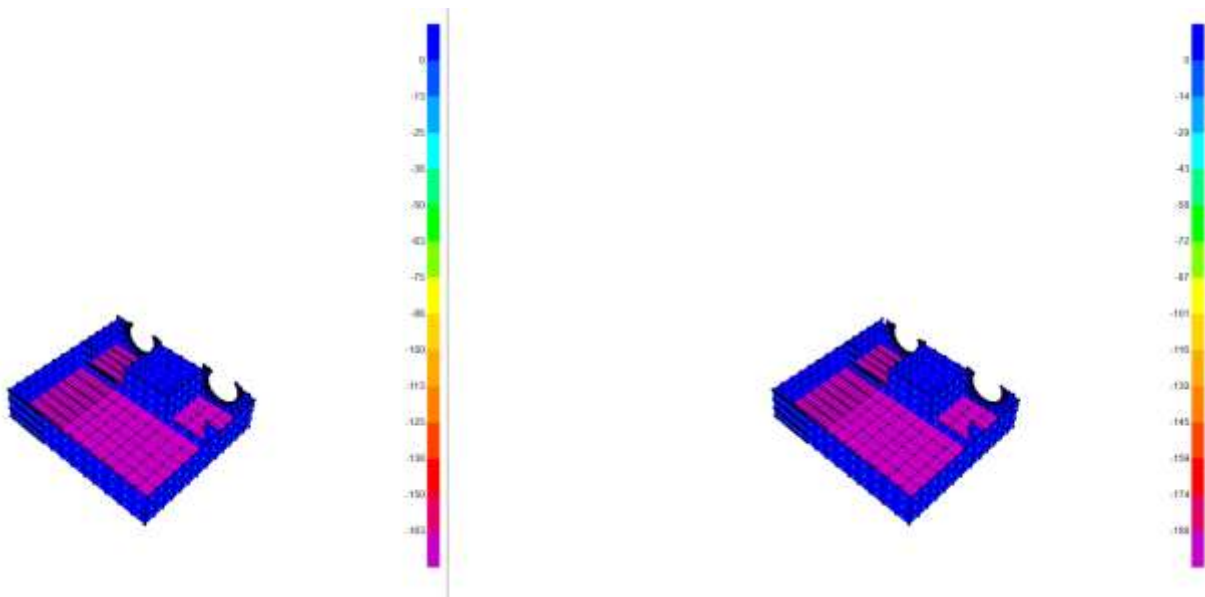


Figure 6-14: Casi di carico "peso verticale acqua di invaso in esercizio" e "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

6.5.5 Carroponte

All'interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponte per la movimentazione degli organi di manovra. Il carroponte considerato è del tipo "INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE" con una portata massima di 5 t ed una luce di 11.00m. Si riporta di seguito una scheda tecnica del carroponte considerato:

INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE

20-dic-07

Gruppo strutturale A4 FEM
Vel. scorrimento 40/10 m/min
Vel. traslazione 20/5 m/min

PORTATA GRU t 5

PARANCO OPE 312 4T 10 N - corsa gancio m 9.5 - vel. soll. m/min 4 / 1

LUCE	Peso (*)	Pmax	Pmin	I	L	C	B	T	D	D1	A	B1	F	H	R
mm	kg	daN	daN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5000	1980	2912	424	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
6000	2140	3036	459	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
7000	2300	3137	496	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
8000	2460	3223	534	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
9000	2620	3300	574	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
10000	2780	3370	614	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
11000	3090	3477	696	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
12000	3260	3542	741	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
13000	3570	3640	822	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
14000	3750	3703	870	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
15000	4030	3788	943	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
16000	4440	3910	1054	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
17000	5170	4117	1250	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
18000	5400	4186	1311	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
19000	5630	4255	1372	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
20000	6380	4463	1573	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
21000	7180	4685	1788	3150	3650	1180	560	420	1060	1190	140	1310	1150	290	200

Figure 6-15: Estratto scheda tecnica carroponte

Nel modello di calcolo sono stati applicati due casi di carico, uno simulante il peso del carroponte che fornisce reazioni simmetriche nei due appoggi e uno simulante la presenza del carico da 5t a ridosso di uno dei due appoggi, in accordo alle distanze minime fornite nella scheda tecnica. Dal momento che il punto di applicazione del carico è eccentrico rispetto all'asse della parete verticale, sarà applicato al modello un'azione verticale ed un momento fuori piano della parete:

Azioni per effetto del peso proprio del carroponte:

$$V_A = V_B = 30.9/2 = 15.50 \text{ kN}$$

$MA=MB=15.50 \times 0.70 = 10.85 \text{ kNm}$ (0.70 è la distanza tra il punto di applicazione della forza e l'asse della parete).

Azioni per effetto del carico da 5t (carico posizionato a distanza $D=1.07\text{m}$ secondo indicazioni scheda tecnica):

$VA=45.18 \text{ kN}$; $MA=31.63 \text{ kNm}$;

$VB=4.82 \text{ kN}$; $MB= 3.37 \text{ kNm}$.

Considerando una lunghezza di ripartizione di circa 1.50m misurata in corrispondenza dell'asse della parete verticale, nel software di calcolo saranno applicati dei carichi a metro lineare:

Azioni per effetto del peso proprio del carroponete:

$VA=VB=15.50/1.50=10.33 \text{ kN/m}$

$MA=MB= 10.85/1.50=7.23 \text{ kNm/m}$

Azioni per effetto del carico da 5t:

$VA= 45.18/1.50= 30.15 \text{ kN/m}$

$MA= 31.63/1.50= 21.08 \text{ kNm/m}$

$VB= 4.82/1.50= 3.21 \text{ kN/m}$

$MB= 3.37/1.50= 2.25 \text{ kNm/m}$

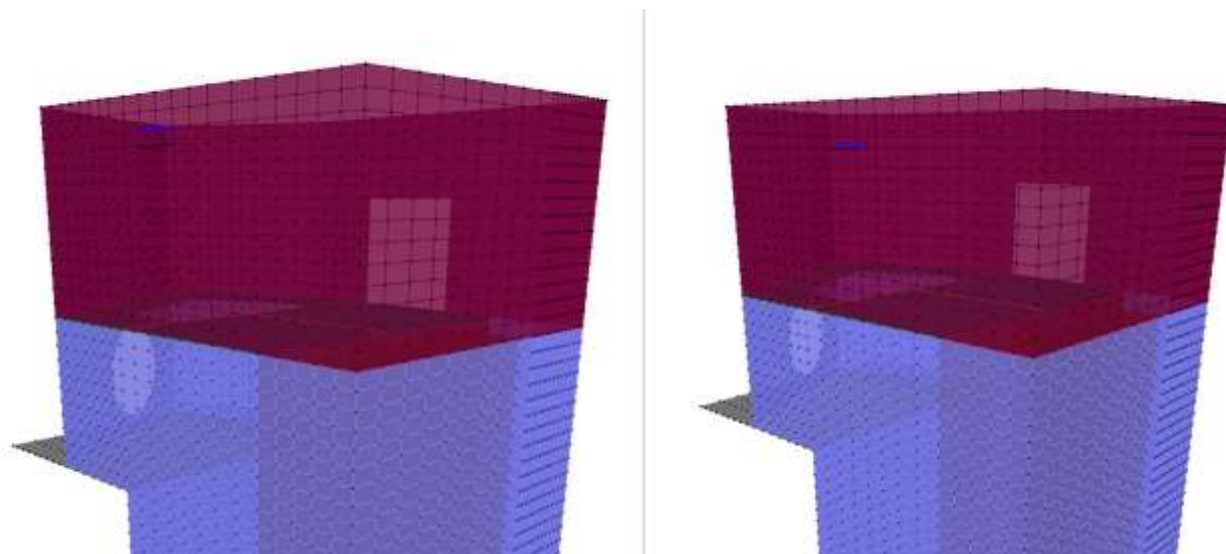


Figure 6-16: VA ed MA applicati alla parete fuori terra per effetto del peso proprio del carroponete

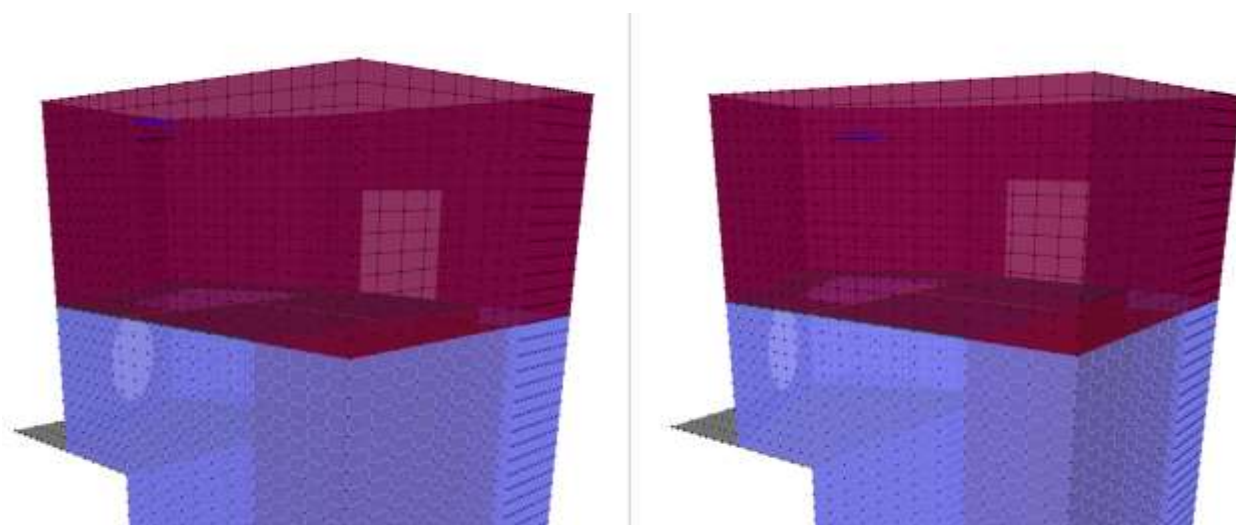


Figure 6-17: VA ed MA applicati alla parete fuori terra per effetto del peso di 5t

6.5.6 Spinta statica del terreno

La spinta statica del terreno sulle pareti al di sotto del piano campagna è stata valutata in condizioni di spinta a riposo.

La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in presenza di falda (Q_f , quota della falda):

per profondità $z < Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f))$$

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell'unità di volume del terreno;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$;
- γ_{sat} , peso saturo dell'unità di volume del terreno;
- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- k_0 , coeff. di spinta a riposo = $1 - \sin\phi$.

La falda è a quota 391m s.l.m.

In accordo al profilo geotecnico, l'unità che esercita la spinta orizzontale sul manufatto è la UGR. Si riporta di seguito l'andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchietto riepilogativo del calcolo delle stesse:

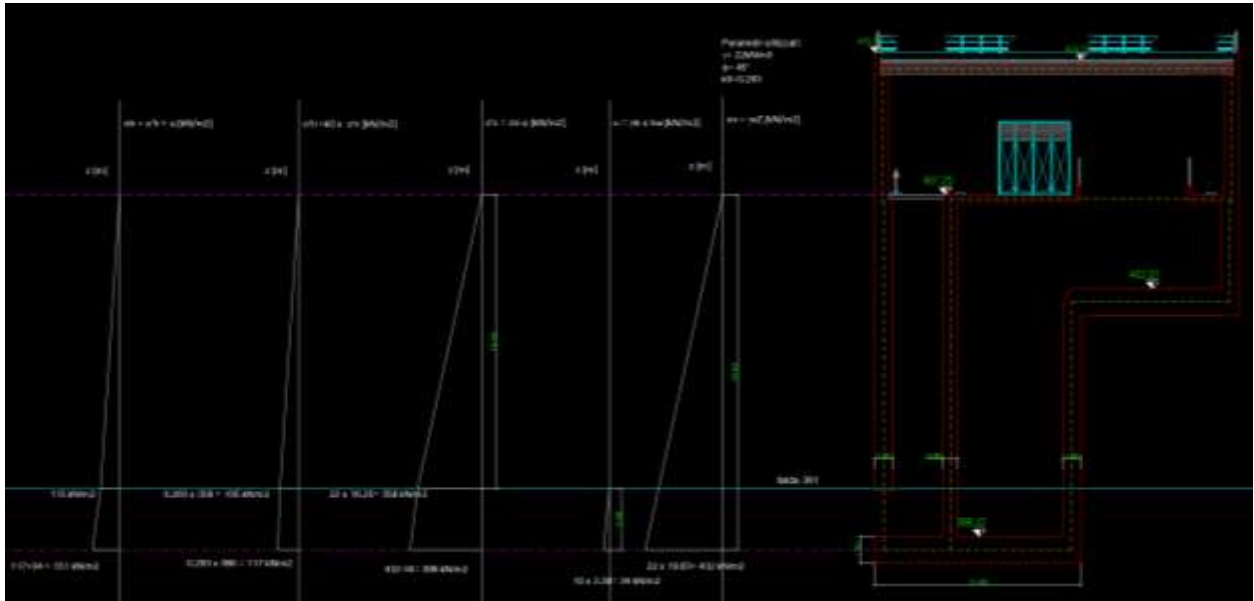


Figure 6-18: Andamento tensioni orizzontali totali

G1 spinta orizzontale del terreno sulle pareti verticali

	spessore [m]	hw [m]	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	ϕ [°]	k0	σ_v [kPa]	u [kPa]	σ'_v [kPa]	σ'_h [kPa]	σ_h [kPa]
strato 1	19.63	3.38	22	10	45	0.293	432	34	398	117	150

Figure 6-19: Andamento tensioni orizzontali totali

Si riporta di seguito l'applicazione nel software di calcolo:

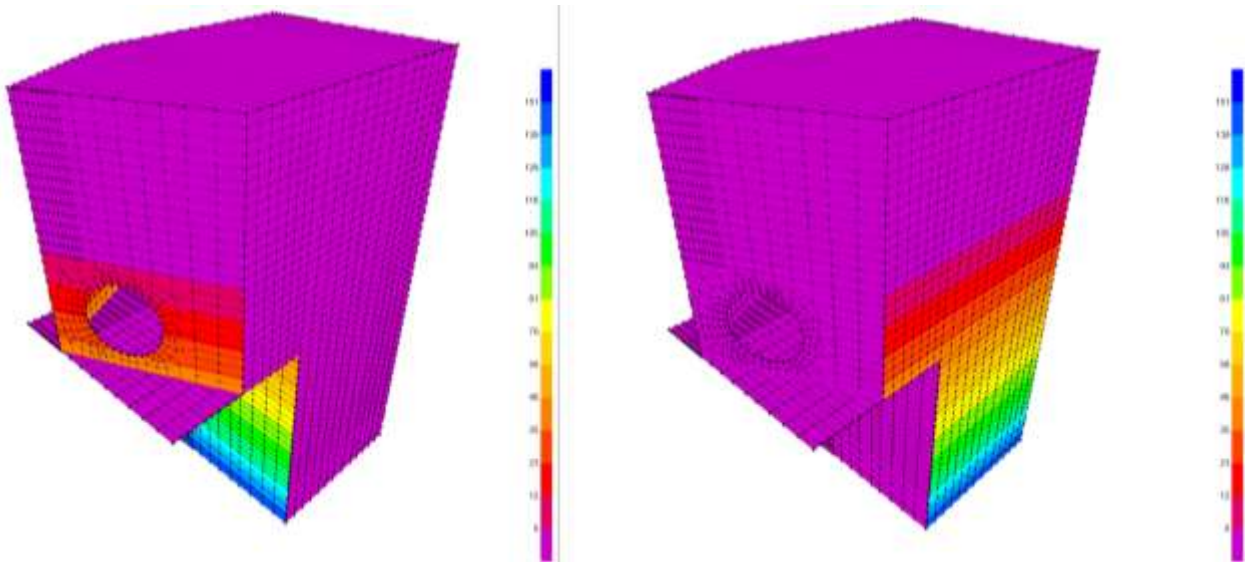


Figure 6-20: Spinta del terreno lato sud-ovest

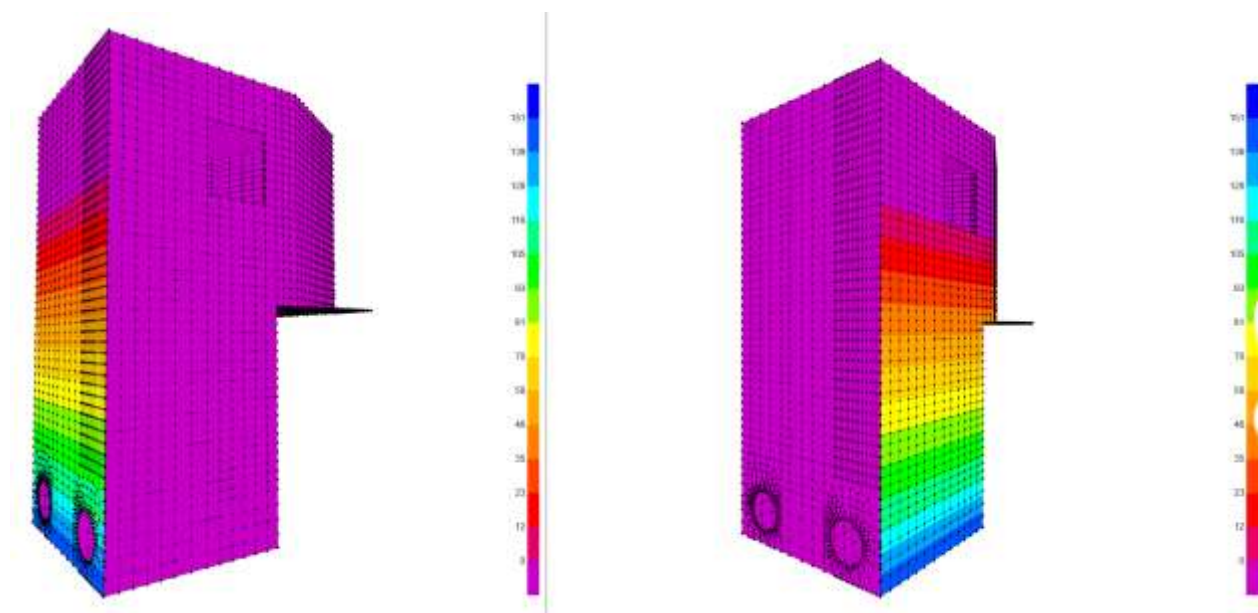


Figure 6-21: Spinta del terreno lato nord - est

6.5.7 Spinta statica dell'acqua di invaso

All'interno del manufatto, è presente un tirante d'acqua che vale 16.26m in condizioni di esercizio e 18.73m in condizioni eccezionali. L'altezza del tirante è misurata rispetto al piano di fondazione a quota 388.37m s.l.m.

La spinta statica dell'acqua d'invaso nella vasca è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$P_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

dove:

- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- z' , profondità dal livello d'invaso.

Sono state considerate le seguenti configurazioni di invaso:

- condizione di esercizio: battente idrico a quota 404.63m s.l.m. (per tale condizione sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche);
- condizione di scarico: manufatto vuoto;
- condizione eccezionale: battente idrico a quota 407.10m s.l.m.

A titolo di esempio si riporta di seguito l'applicazione delle pressioni al modello per la condizione in esercizio che prevede l'applicazione di una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times 16.26 \approx 163$ kPa. Nel modello di calcolo è stato considerato anche il caso eccezionale in cui l'altezza del tirante è pari a 18.73m. In queste condizioni è stata applicata una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times 18.73 \approx 188$ kPa.

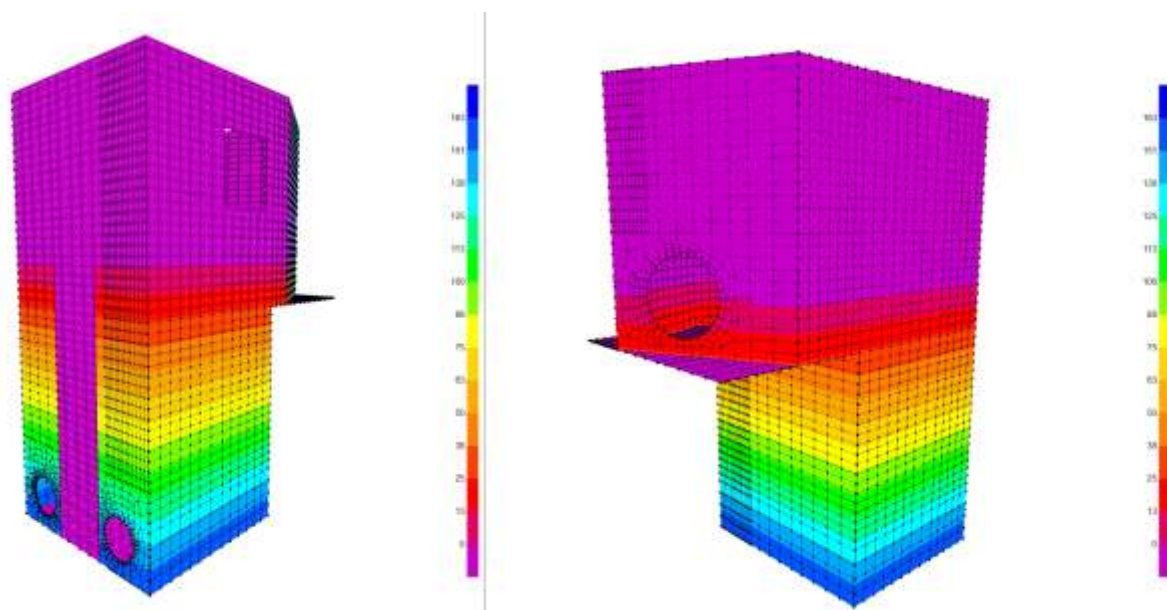


Figure 6-22: Spinta acqua di invaso sulle pareti perimetrali in condizioni di esercizio

6.5.8 Peso panconi

Si considera il peso dei panconi di chiusura del microtunneling e della galleria Cognolo sui relativi orizzontamenti. In particolare, i panconi di chiusura del microtunneling graveranno sul piano di fondazione a quota 388.37m s.l.m., il pancone di chiusura della galleria Cognolo graverà sull'orizzontamento a quota 402.07m s.l.m. Si considera un peso del pancone di 4.5t ovvero 45 kN. Per il microtunneling si considera una larghezza del pancone di 3.00m, mentre per la galleria si considera una larghezza del pancone di 4.50m. Nel modello di calcolo sarà applicato un carico distribuito pari a $45/3.00=15$ kN/m, disposti in corrispondenza delle aperture del microtunneling e un carico distribuito pari a $45/4.50=10$ kN/m, disposti in corrispondenza dell'apertura della galleria. Di seguito l'applicazione dei carichi al modello:

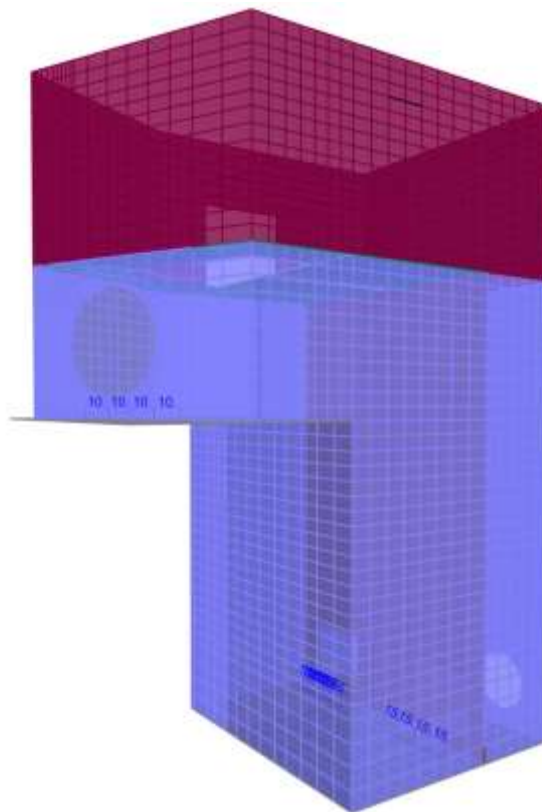


Figure 6-23: Peso panconi

6.5.9 Spettri di progetto

Lo spettro di progetto è stato implementato sul modello di calcolo utilizzando lo spettro proveniente dall’analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) sul piano di coordinate $S_e(g)$ e T , per gli stati limite di riferimento SLD ed SLV.

Spettro di Risposta SLD

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico RSL allo SLD in direzione X e Y, implementato nel modello FEM:

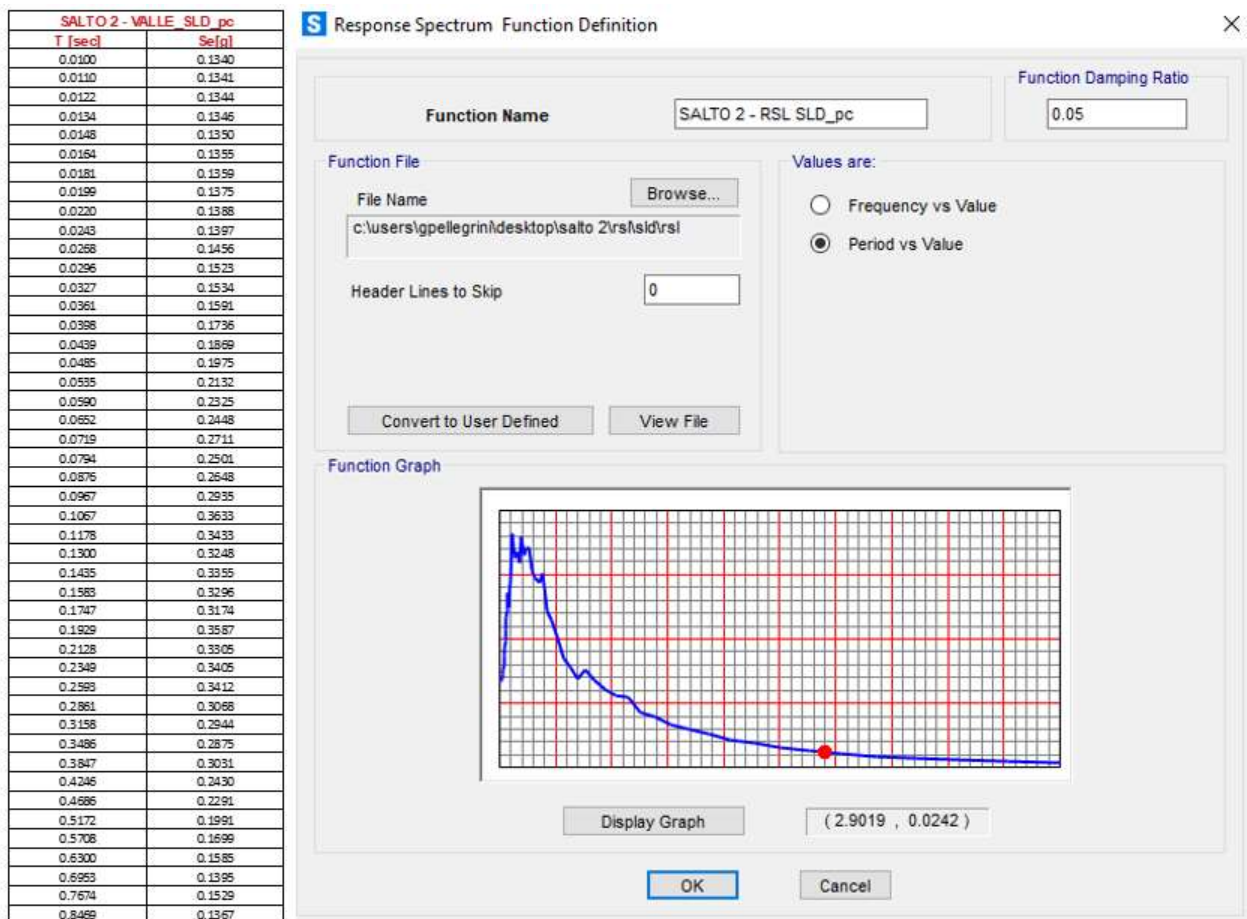


Figure 6-24: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLD

Spettro di Risposta SLV

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico SLV in X e in Y, implementato nel modello FEM per l’analisi lineare pseudostatica:

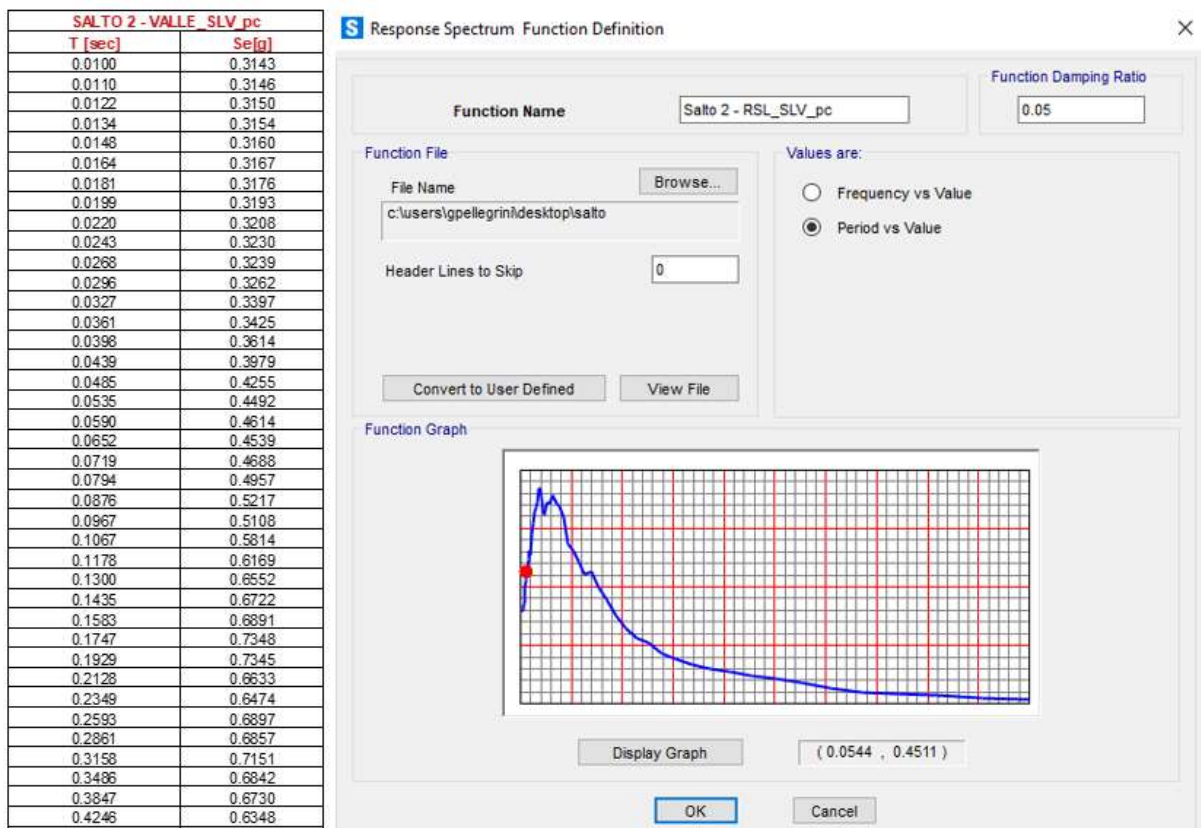


Figure 6-25: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLV

La struttura è stata considerata non dissipativa, in accordo con il par.7.3.1 delle NTC2018 lo spettro di progetto allo SLV, derivante dalle analisi di RSL, è stato abbattuto utilizzando un fattore di struttura $q=1.5$.

6.5.10 Analisi strutturale sismica

L'azione sismica è stata valutata prendendo in considerazione le analisi di risposta sismica locale (RSL). In particolare, l'analisi utilizzata per il calcolo delle azioni in fase sismica nel modello FEM è di tipo statico lineare e prevedono:

- per la porzione del manufatto fuori terra l'applicazione dello spettro di risposta al p.c. (individuato come zero sismico), a seconda dello stato limite e derivante dall'analisi RSL;
- nel verso di applicazione dell'azione sismica per la porzione interrata l'interazione struttura-paratia-terreno è stata tenuta in conto considerando un incremento alla Wood proporzionale all'accelerazione in corrispondenza di $T=0$ nello spettro di risposta derivante da RSL posto al baricentro della paratia. Tali azioni sono state applicate direttamente al modello FEM a seconda del verso imposto da ciascuna combinazione sismica;
- nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler;
- analogamente a quanto ipotizzato per l'incremento di spinta dinamica del terreno, le azioni inerziali interne alla struttura sono state tenute in conto avvalendosi dell'accelerazione corrispondente a periodo nullo nello spettro di risposta derivante da RSL in corrispondenza del baricentro della paratia. (ad esempio, per l'incremento dinamico della pressione idraulica si è utilizzata la formula di Westergaard con kh pari ad ag).

Di seguito si riporta il calcolo e l'applicazione al modello dei vari contributi di incremento dinamico.

Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Per quanto riguarda l'incremento della spinta del terreno in fase dinamica, il valore dell'accelerazione da tenere in conto per l'applicazione della formula di WOOD risulta pari a:

- $a_g/g=0.277$, valore dell'accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD		
$kh=ag/gxSsxSt=$		0.277
γ mediato [kN/m ³]		22
H [m] sopra falda		16.25
ΔPw sopra falda= $kh\gamma xh=$		99 kN/m ²
γ_w [kN/m ³]		10
γ' mediato [kN/m ³]		12
H [m] sotto falda		3.38
ΔPw sotto falda= $kh\gamma xh=$		11 kN/m ²

Figure 6-26: Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

A titolo di esempio si riporta l'applicazione della sovraspinta implementata nel software agente in direzione +X e +Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione -X e -Y:

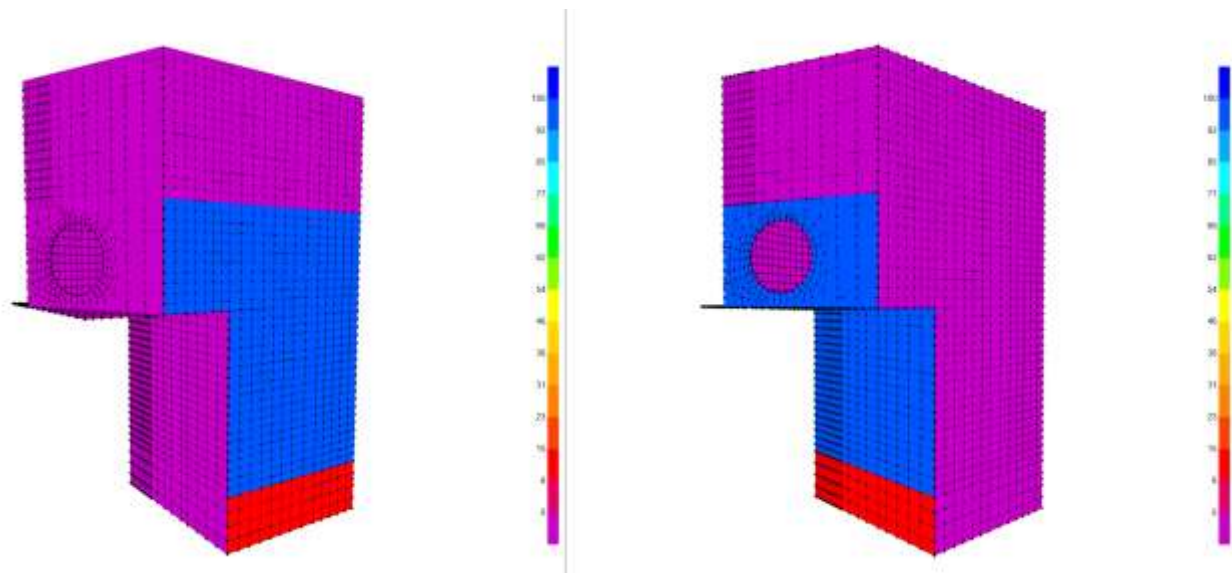


Figure 6-27: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione +y (a sx) e +x (a dx)

Incremento spinta idrostatica in fase dinamica

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca è valutato integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

Data la presenza di falda è stato considerato anche il relativo incremento della spinta in fase dinamica.

Falda

$$P_{\max} (z=3.38\text{m}) = 7/8 \times 0.277 \times 10 \times (3.38 \times 3.38)^{0.5} = 8.20 \text{ kPa}$$

A titolo di esempio si riporta l'applicazione al modello in direzione +X e +Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione -X e -Y:

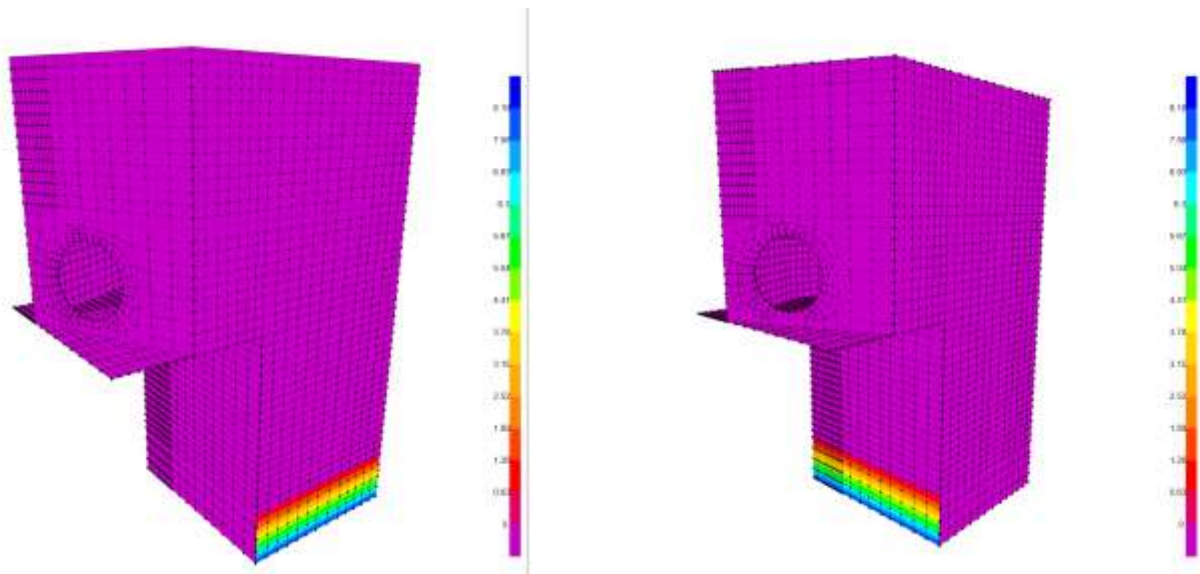


Figure 6-28: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione +y (a sx) e +x (a dx)

Invaso

$$P_{\max} (z=16.26\text{m}) = 7/8 \times 0.277 \times 10 \times (16.26 \times 16.26)^{0.5} = 39 \text{ kPa}$$

A titolo di esempio si riporta l'applicazione al modello in direzione +X e +Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione -X e -Y:

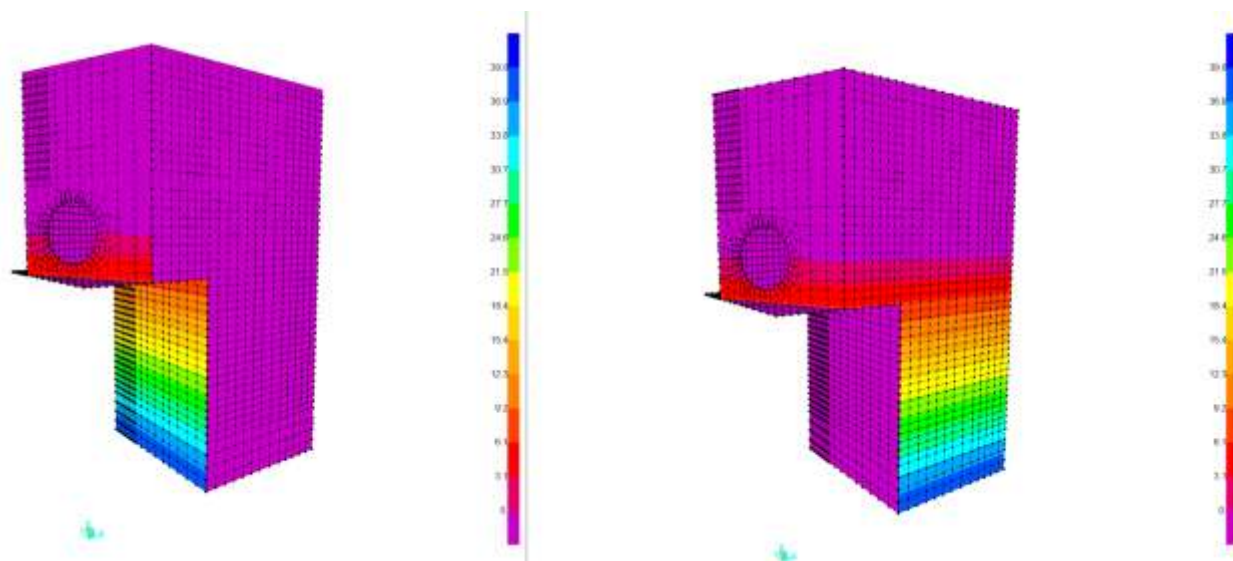


Figure 6-29: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione +x (a sx) e +y (a dx)

6.6 Valutazione della costante di sottofondo

Per l'analisi della costante di sottofondo si riporta di seguito il valore adottato avendo eseguito una preliminare valutazione con diverse formulazioni: Vesic (1961), Bowles, per quest'ultimo si considerino le formule:

$$\begin{aligned} k_s &= A_s + B_s Z^n \\ A_s &= C(\gamma N_q s_q + 0.5 \gamma B N_q s_q) \\ B_s Z^1 &= C(\gamma N_q s_q) Z^1 \end{aligned}$$

Il piano di imposta della fondazione a quota 388.37m s.l.m. è a 20.18m di profondità rispetto al piano campagna:

Molla verticale in fondazione a z=-20.18m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = 1,947,366 \text{ kN/m}^3$$

C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	75	kN/m ²	coesione
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi =$	133.87		
Sc	1		
ϕ	45	°	angolo di resistenza a taglio
γ	22	kN/m ³	peso unità di volume
B	11.46	m	larghezza fondazione
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi =$	200.81		
s γ	1		
$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \tan \phi} =$	134.87		
sq	1		
n	0.5		
Z	20.18	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	11.46	m	
$c' \cdot N_c \cdot s_c =$	10040.53805		
$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma =$	25314.20452		
As=	1414190		
$\gamma \cdot N_q \cdot s_q =$	2967.224494		
Bs=	118689		

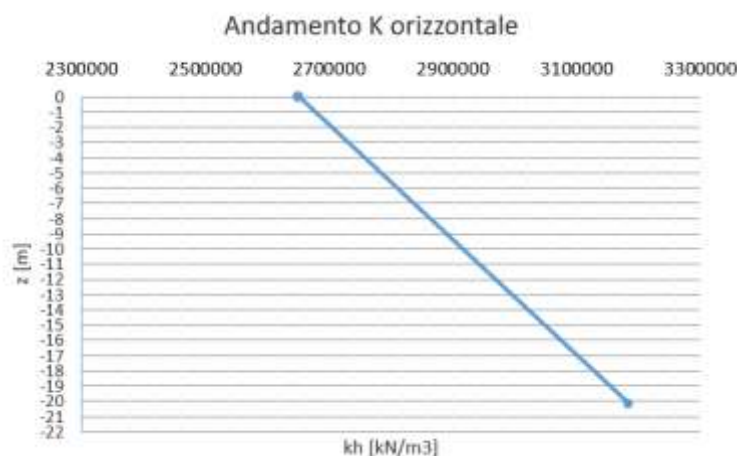
Il piano di imposta della fondazione a quota 402.07m s.l.m. è a 6.48m di profondità rispetto al piano campagna:

Molla verticale in fondazione a z=-6.48m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = 1,278,073 \text{ kN/m}^3$$

C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	75	kN/m ²	coesione
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	133.87		
Sc	1		
ϕ	45	°	angolo di resistenza a taglio
γ	22	kN/m ³	peso unità di volume
B	6.5	m	larghezza fondazione
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$	200.81		
s_γ	1		
$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} =$	134.87		
sq	1		
n	0.5		
Z	6.48	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	6.5	m	
$c' \cdot N_c \cdot s_c =$	10040.53805		
$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma =$	14357.96941		
As =	975940		
$\gamma \cdot N_q \cdot s_q =$	2967.224494		
Bs =	118689		

Nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler il cui valore è stato calcolato come sopra descritto. Di seguito se ne riporta l'andamento con la profondità:



Nel software è stato considerato un valore costante medio pari a $K_s = 2920000$ kN/m³

6.7 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione **fondamentale**, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **quasi permanente**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione **eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

- stato limite di fessurazione;
- stato limite delle tensioni di esercizio;
- stato limite di deformazione.

Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall'azioni dei carichi. Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di

formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l'ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell'elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δs_m .

Per le strutture contenenti liquidi si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di formazione delle fessure, mentre, per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_1 = 0.2$ mm.

Per le altre tipologie di strutture si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di

apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_1 = 0.2$ mm e $w_2 = 0.3$ mm.

Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti.

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara;}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanenti;}$$

La tensione massima σ_s nell'acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Stato limite di deformazione

Le deformazioni di un elemento o di una struttura devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I limiti di deformazione da imporre alla struttura, in linea di principio, non dovranno superare i valori per i quali si possono verificare inconvenienti agli elementi collegati alla struttura aventi comportamento fragile (vetrate, tramezzature, pavimentazioni, etc.). In altri casi i limiti possono essere imposti per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti. Seppur in via indiretta, il controllo delle deformazioni permette anche di limitare vibrazioni fastidiose.

Orientativamente, la norma ISO 4356 indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, etc.) per i quali si ritiene che frecce inferiori a 1/250 della luce, indotte da carichi quasi permanenti, non compromettano

l'aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di 1/500 della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.

Nelle strutture in cemento armato devono considerarsi anche le componenti di deformazione differita del calcestruzzo quali il ritiro e la viscosità.

Per travi con sezione rettangolare o ad esse assimilabili aventi luce non superiore a 10 m e per piastre rettangolari, si può omettere la verifica di deformabilità purché i rapporti luce/altezza risultino inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (nel caso delle piastre rettangolari la luce è la minore dimensione in pianta).

Condizioni di vincolo	l/h
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

Figure 6-30: – Snellezza limite

6.8 Criteri di verifica

I risultati delle simulazioni numeriche in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali sono riportati in allegato alla presente relazione, per le combinazioni di carico relative sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio. Nei capitoli che seguono vengono forniti i risultati derivanti solo per alcune combinazioni di carico, per tutti gli altri risultati si può far riferimento ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

6.8.1 Orientamento degli assi locali per gli elementi shell

L'orientamento degli assi locali 1 e 2 è determinato dalla relazione tra l'asse locale 3 e l'asse globale Z:

- il piano locale 3-2 viene preso verticale, cioè parallelo all'asse Z;

- l'asse locale 2 viene preso in direzione positiva verso l'alto (+Z) a meno che la shell non sia orizzontale nel qual caso l'asse locale 2 è preso orizzontale diretto lungo la direzione globale +Y;
- l'asse locale 1 è sempre orizzontale cioè giace in un piano parallelo al piano XY.

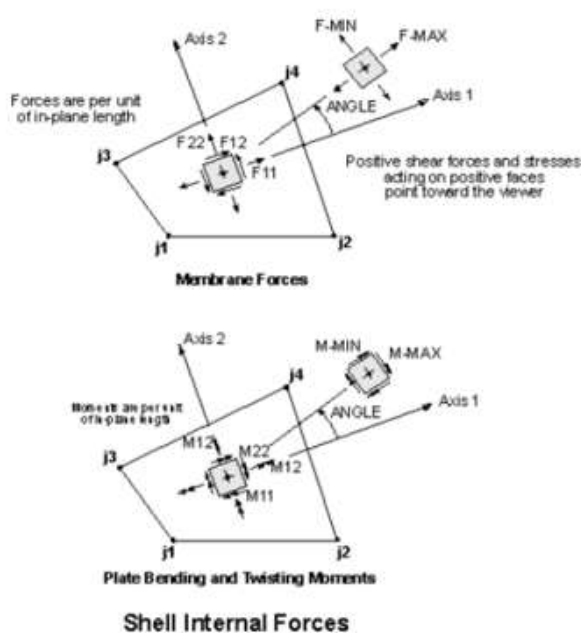


Figure 6-31: – Orientamento assi locali

6.8.2 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Fondazione a quota 388.37m s.l.m.

Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione a quota 388.37m s.l.m.

Involuppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

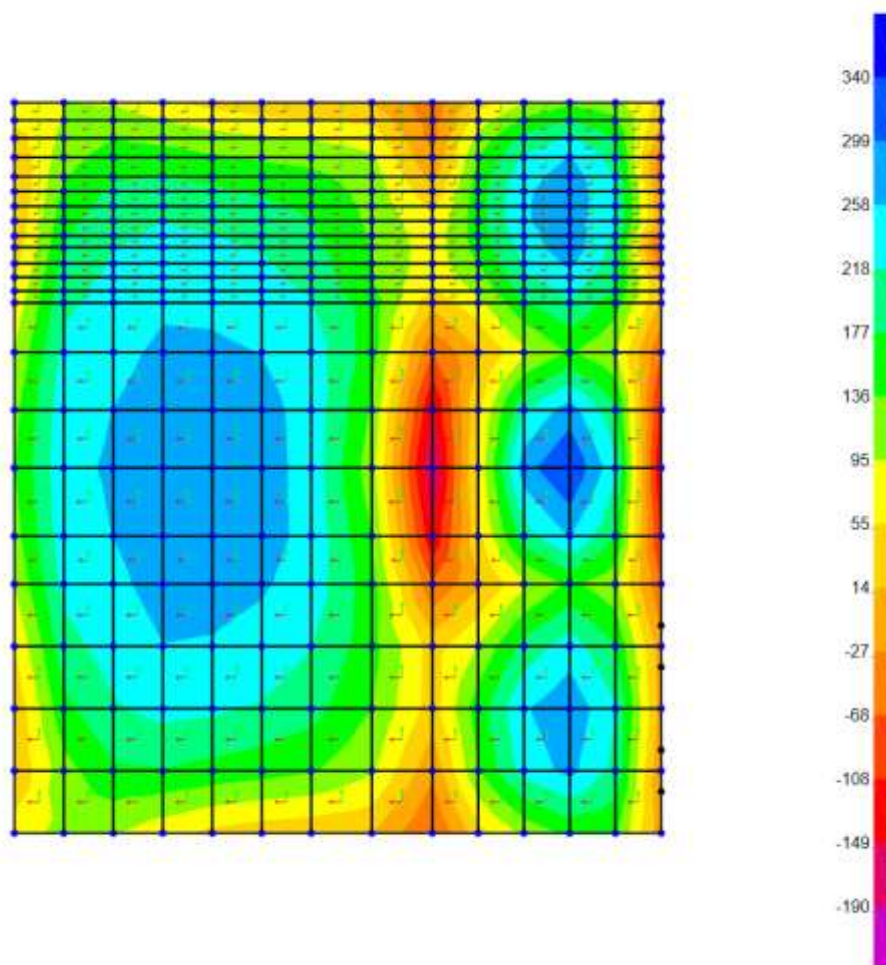


Figure 6-32: – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M_{11} (valori minimi)

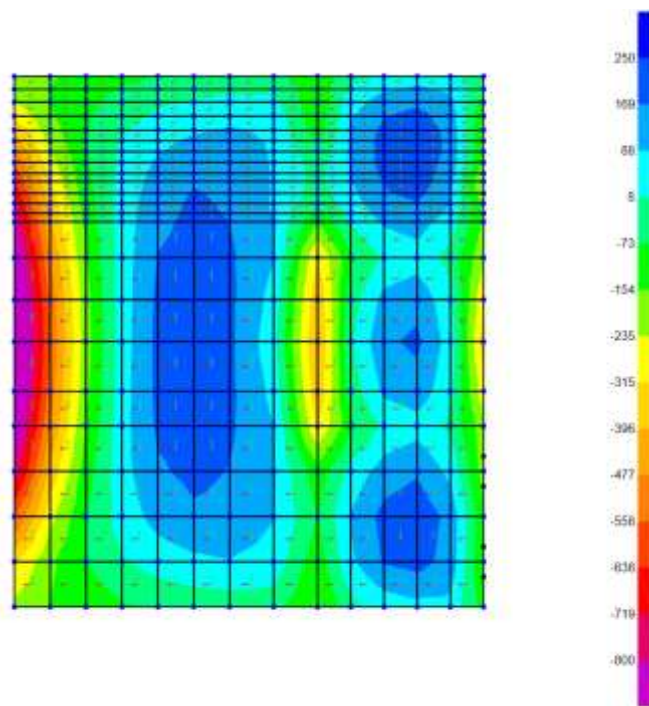


Figure 6-33: – $M_{11,min}$

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

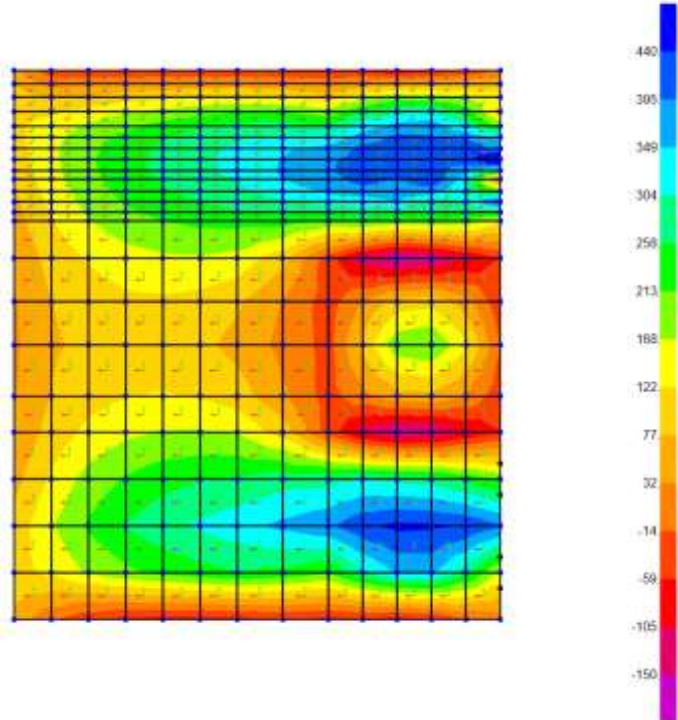


Figure 6-34: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

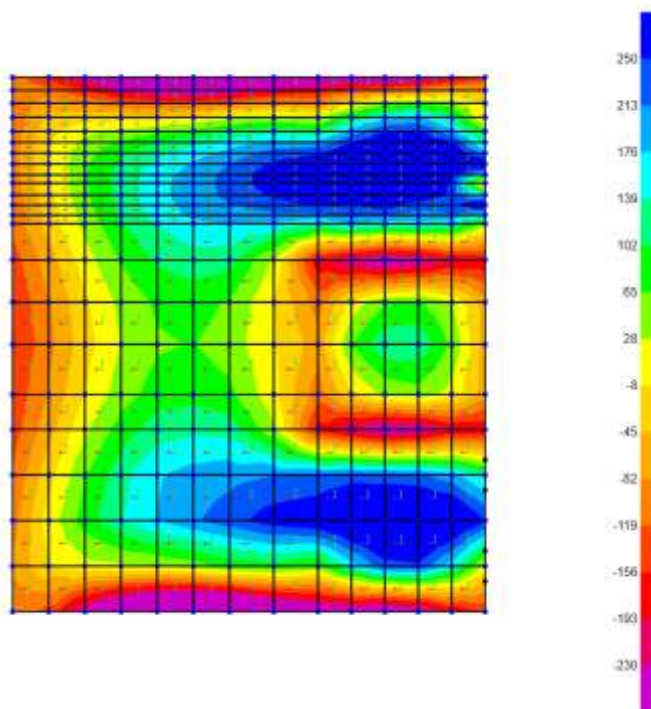


Figure 6-35: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

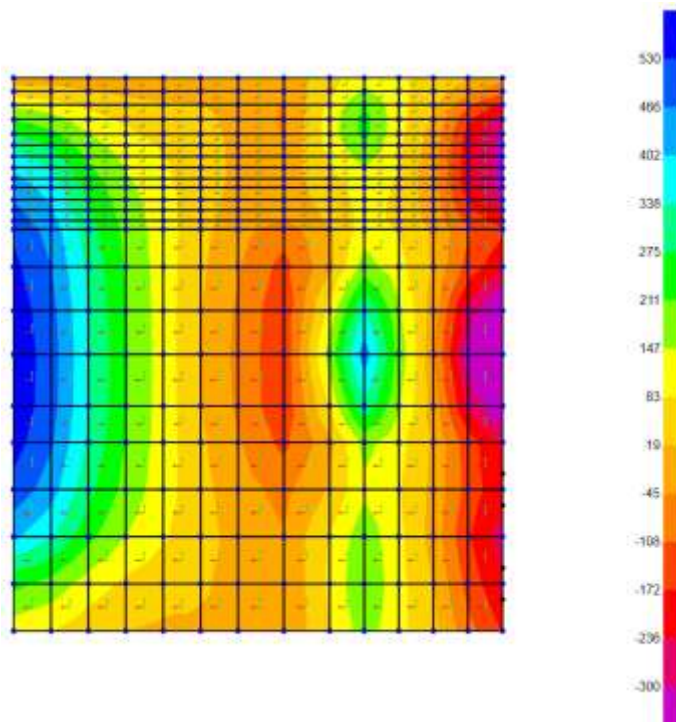


Figure 6-36: – V13,max

Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione Quasi permanente.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

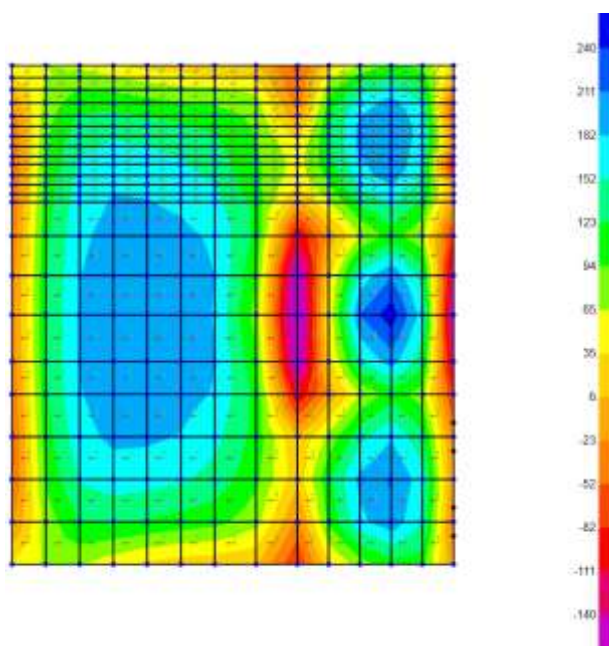


Figure 6-37: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente M11 (valori minimi)

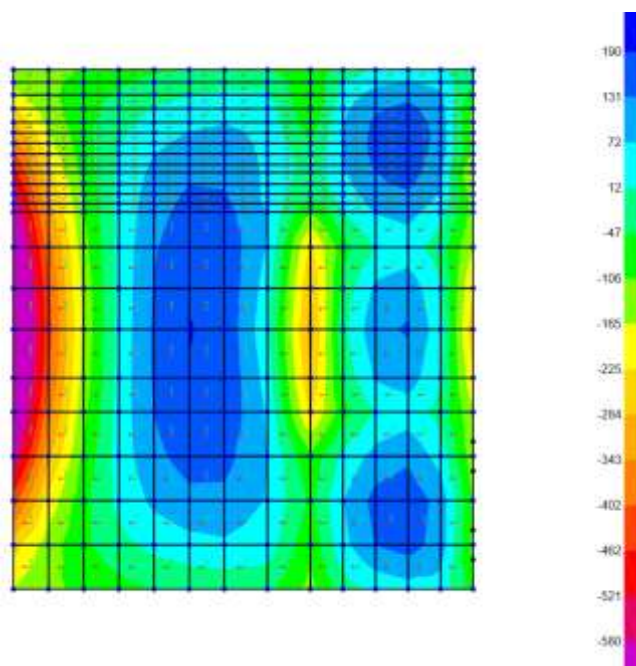


Figure 6-38: – M11,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

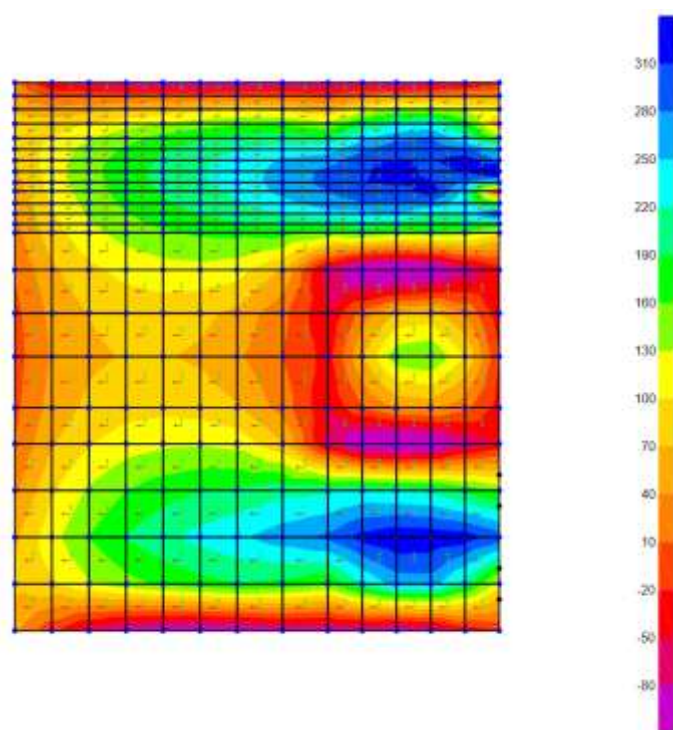


Figure 6-39: – M22,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

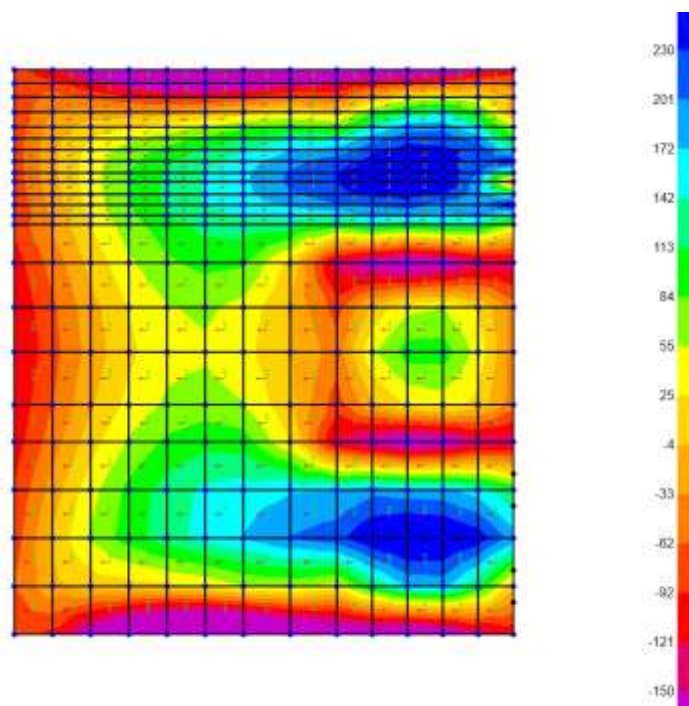


Figure 6-40: – $M_{22,min}$

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 1.34MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 7 ϕ 24 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

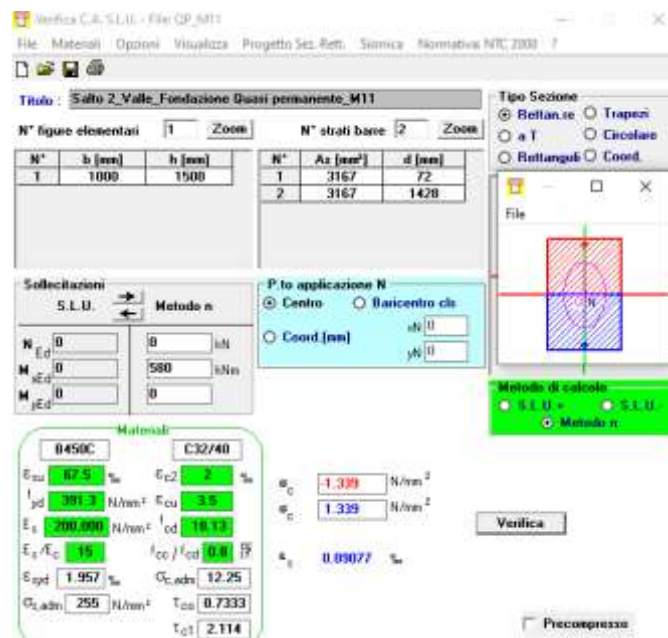


Figure 6-41: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione Frequente.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori massimi)

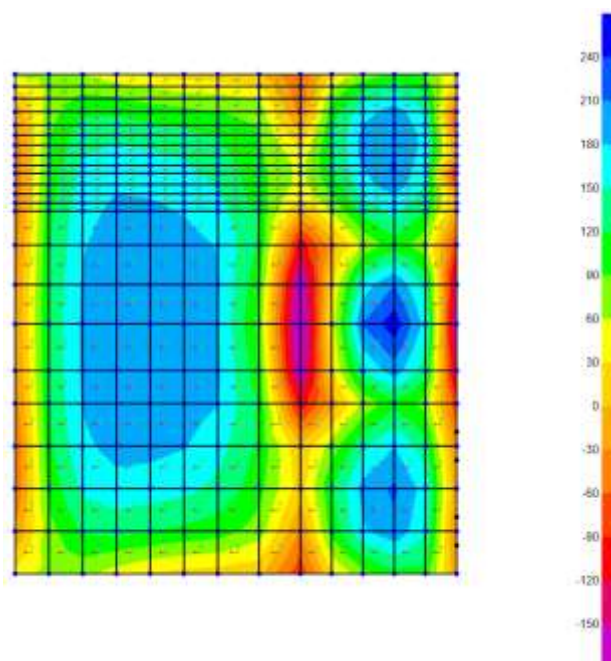


Figure 6-42: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

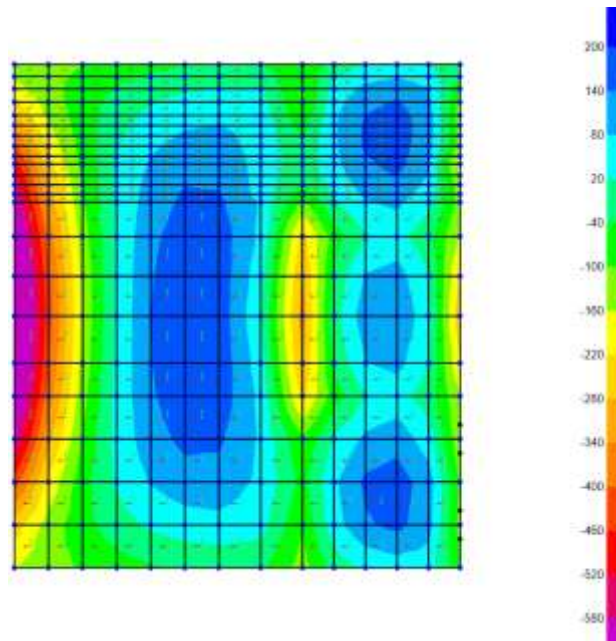


Figure 6-43: – M11,min

Involuppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

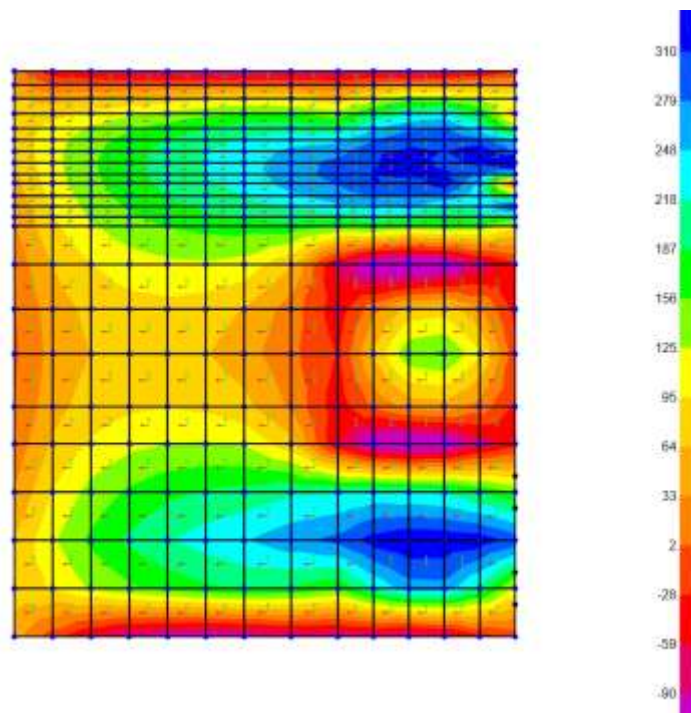


Figure 6-44: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

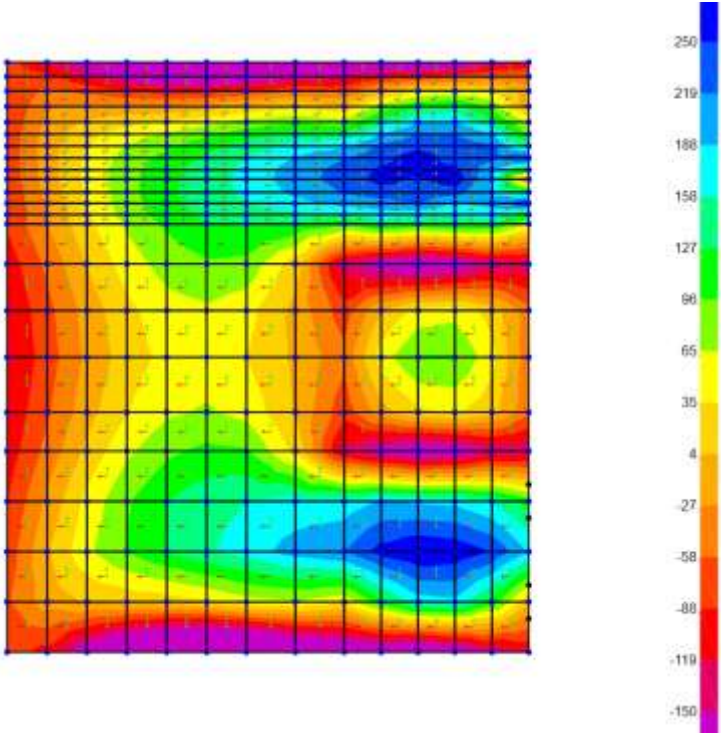


Figure 6-45: – M22,min

Fondazione a quota 388.37m s.l.m. SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione RARA

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori massimi)

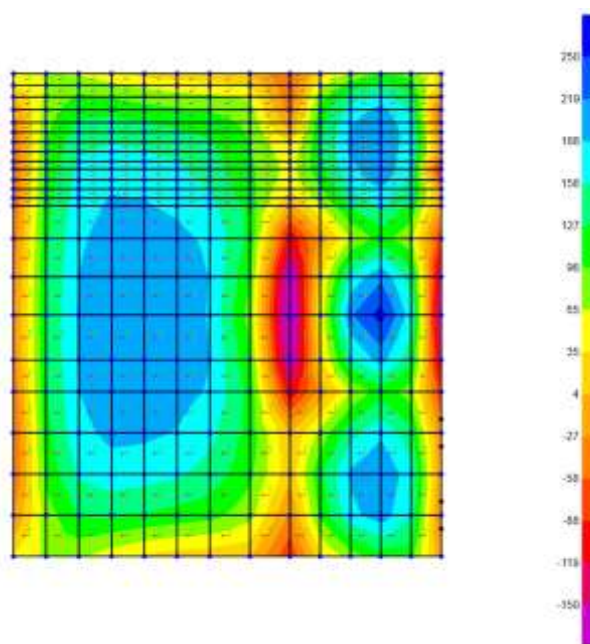


Figure 6-46: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

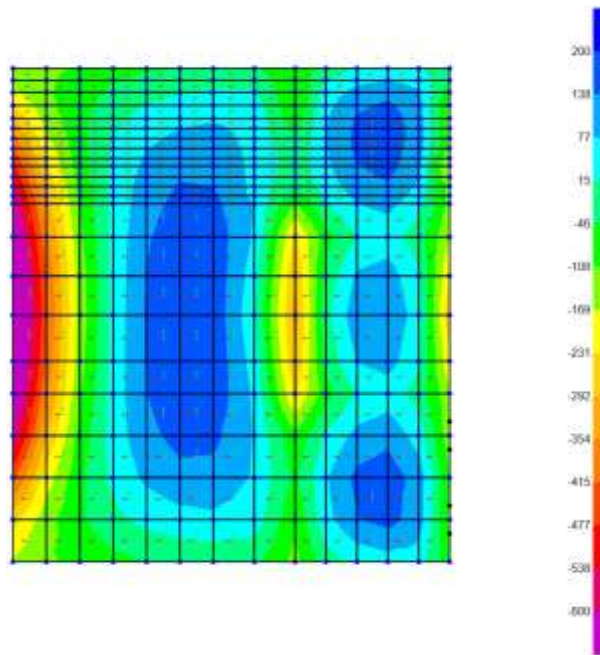


Figure 6-47: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

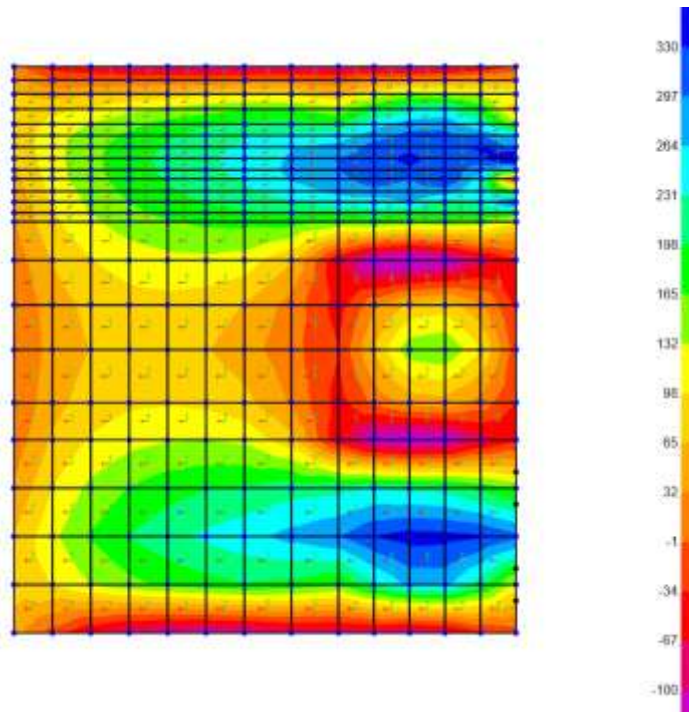


Figure 6-48: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

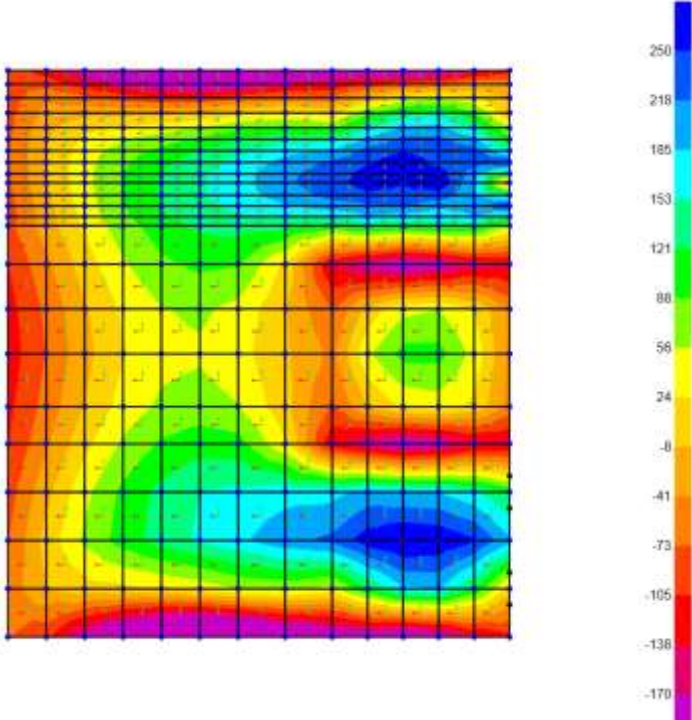


Figure 6-49: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 388.37m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 7 ϕ 24 al lembo superiore e 7 ϕ 24 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	7 ϕ 24	(31.7 cm ²)
Barre superiori:	7 ϕ 24	(31.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	800.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	600.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	580.00 (1308.35)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	800.00	-0.28	1725.13	2.156	142.4	0.05	0.70	31.7 (24.9)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac eff.	As eff.	D barre
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.46	150.0	0.00	120.5	-141.9	142.8	18.0	1800	31.7	14.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00073	0.00018	0.50	0.60	0.000412 (0.000412)	436	0.18 (0.20)	1308.35

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	7Ø24	(31.7 cm ²)
Barre superiori:	7Ø24	(31.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	440.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	330.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	310.00 (1296.12)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	440.00	0.15	1698.72	3.861	140.8	0.07	0.70	63.3 (24.5)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.41	150.0	0.00	120.5	-79.8	140.4	24.0	2400	31.7	13.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00041	0.00010	0.50	0.60	0.000225 (0.000225)	595	0.134 (0.20)	1296.12

Nei confronti delle azioni di taglio si dispone una specifica armatura nelle zone maggiormente sollecitate a ridosso dei setti verticali costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 72$	mm copriferro	$f_{td} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s,1} = 7 \text{ } \emptyset \text{ } 24$		$= 31.67 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1428$	mm altezza utile	$A_{s,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			31.67 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 530.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.374 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.319$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.002 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 452.5 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 455.5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0 \text{ } ^\circ \quad \text{inclinaz. bielle c/s} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \text{ } ^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset \text{ } 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 705.1 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 5475.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 705.1 > 530.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Fondazione a quota 402.07m s.l.m.

Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 402.07m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

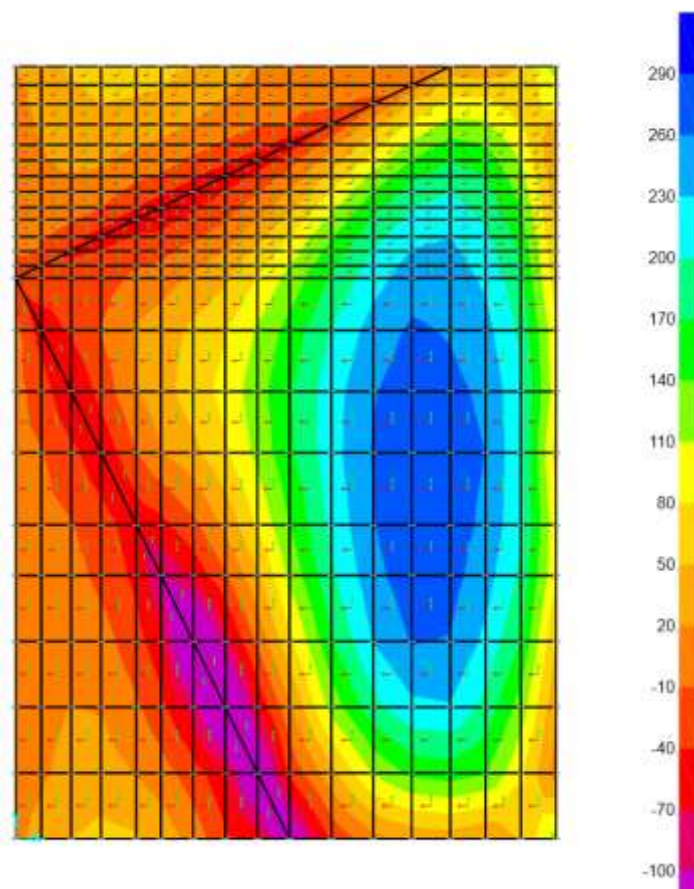


Figure 6-50: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

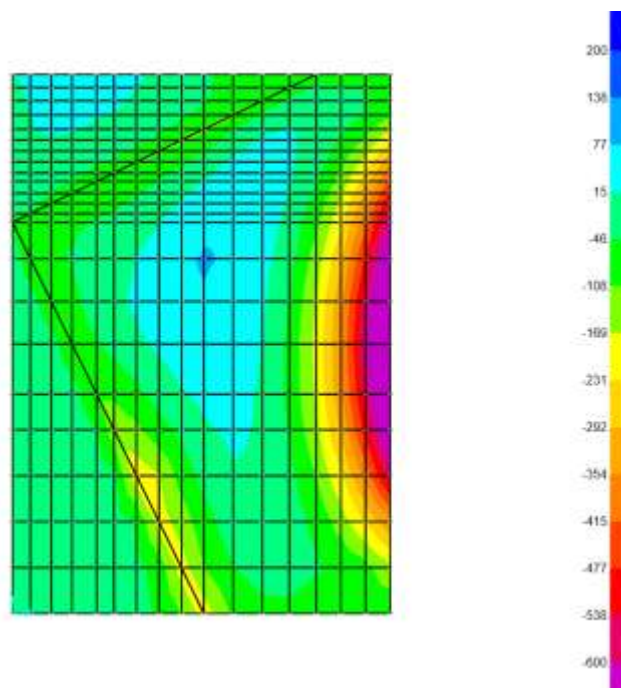


Figure 6-51: - M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

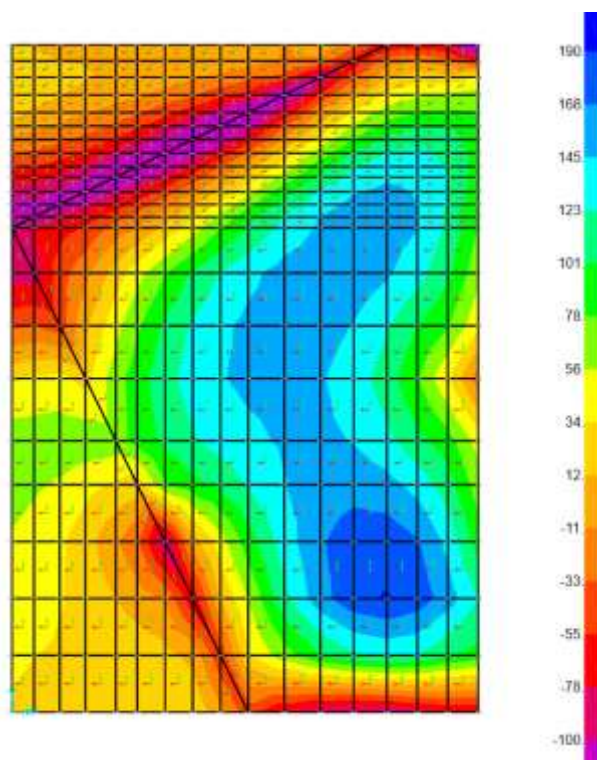


Figure 6-52: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

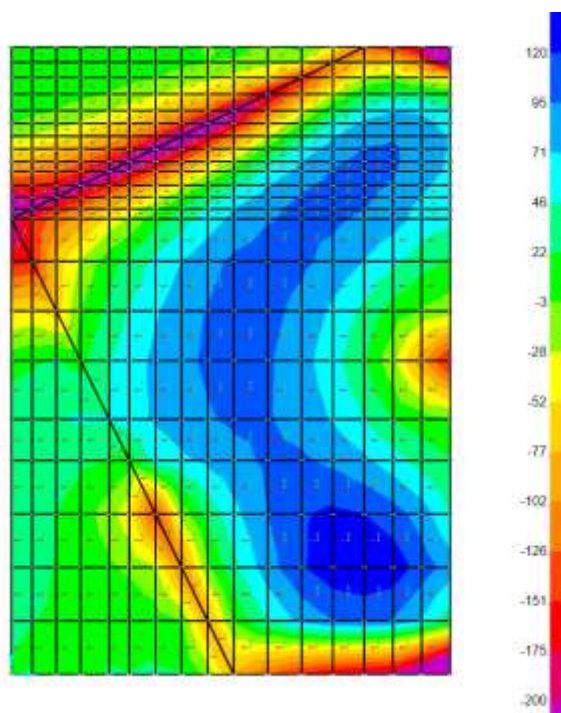


Figure 6-53: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori minimi)

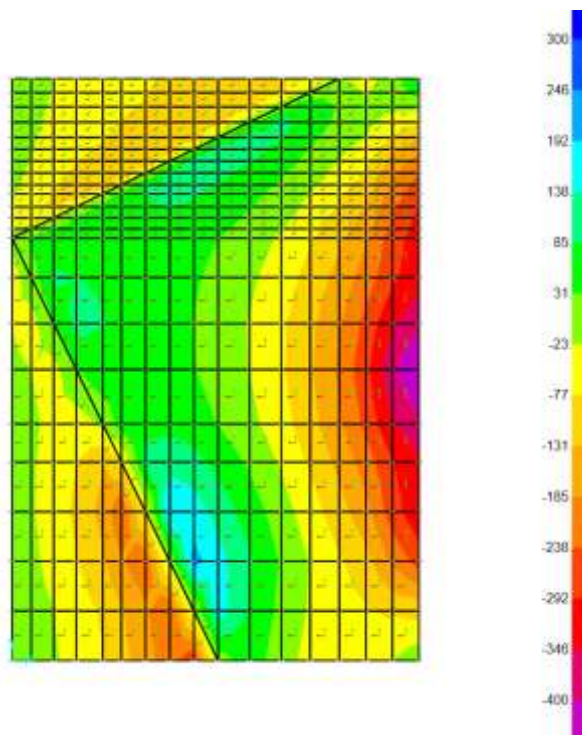


Figure 6-54: – V13,min

Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLE - Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 402.07m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

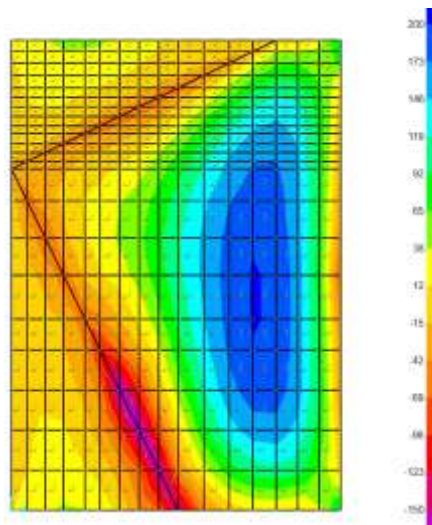
Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 6-55: – M11, max

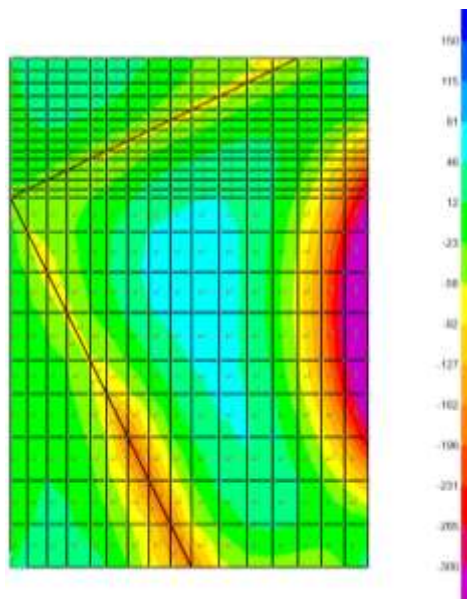
Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori minimi)

Figure 6-56: – M11, min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

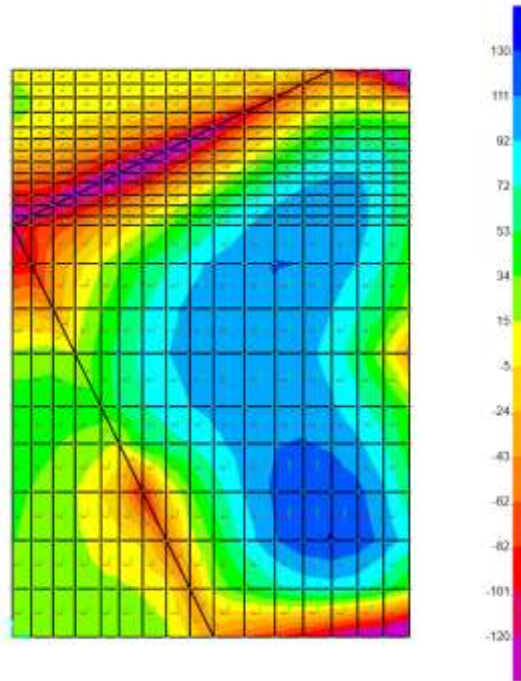


Figure 6-57: – M22, max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

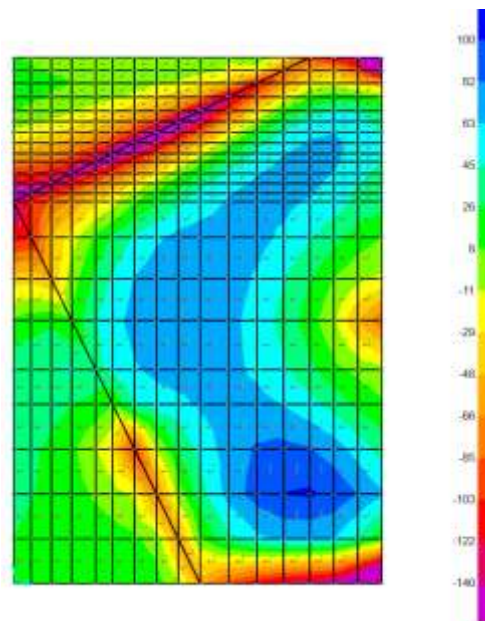


Figure 6-58: – M22, min

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 0.70MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 5 ϕ 24 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

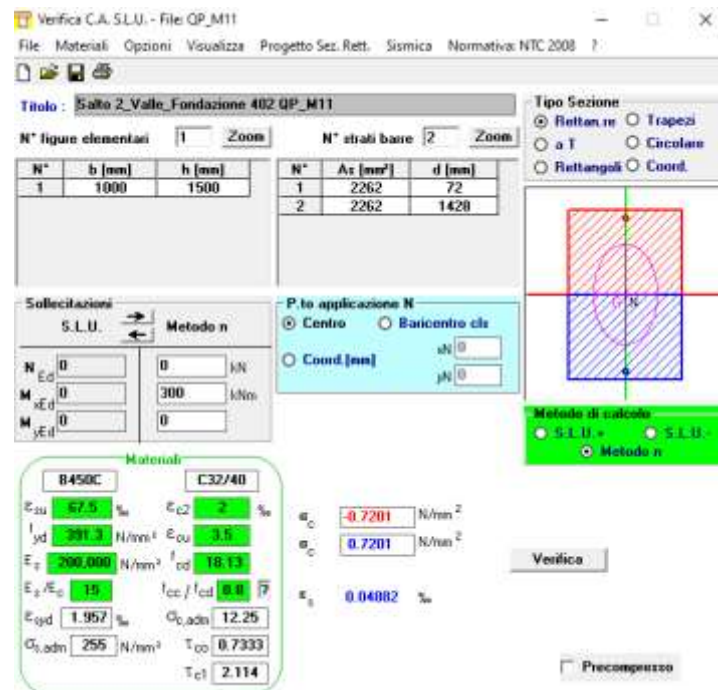


Figure 6-59: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 402.07m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori massimi)

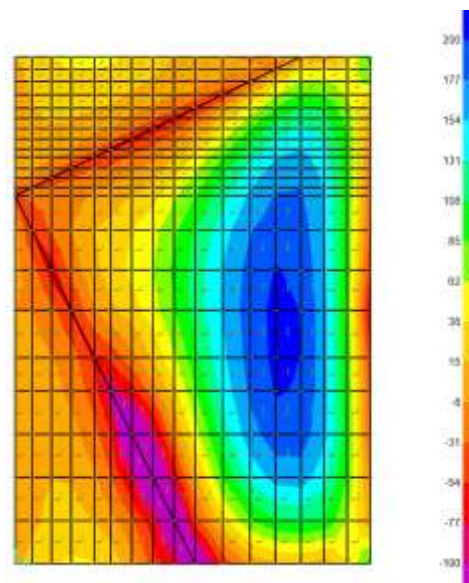


Figure 6-60: – M11,max

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori minimi)

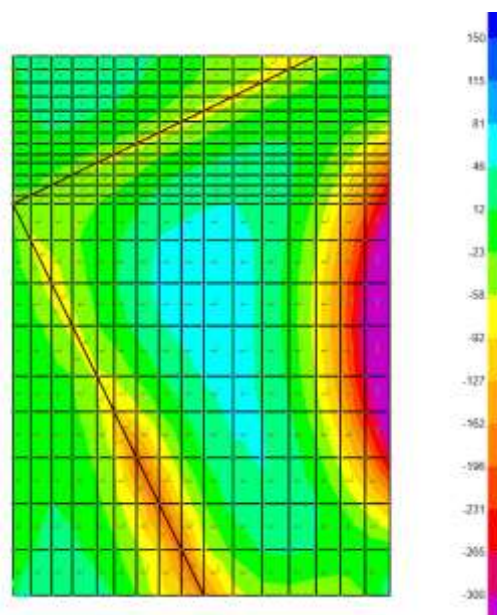


Figure 6-61: – M11,min

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori massimi)

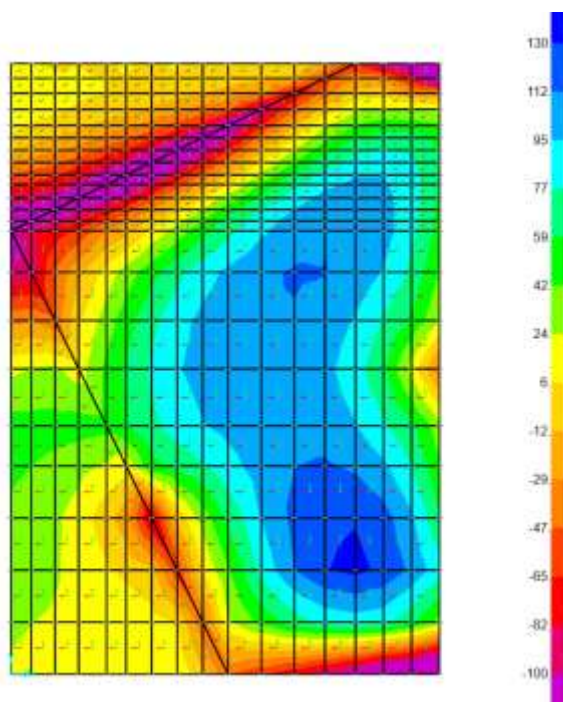


Figure 6-62: – M22,max

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori minimi)

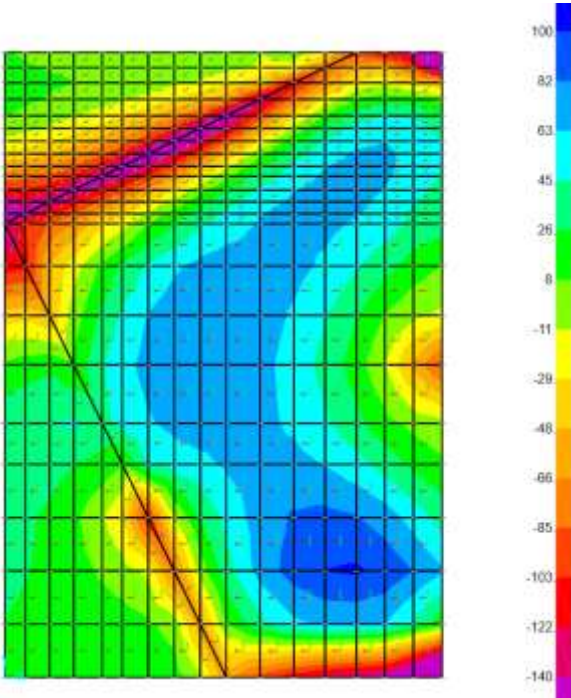


Figure 6-63: - M22,min

Fondazione a quota 402.07m s.l.m. - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 402.07m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori massimi)

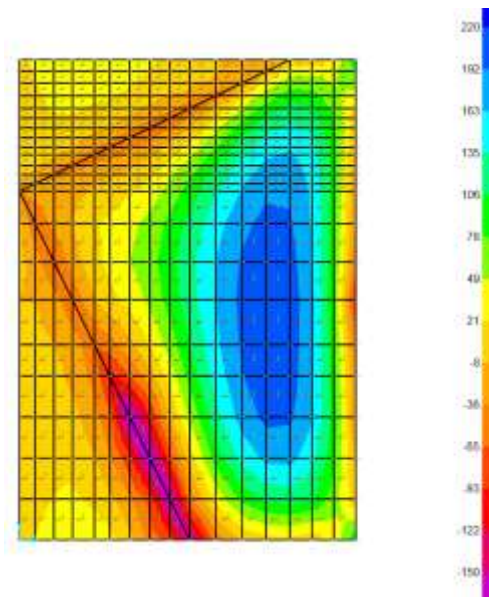


Figure 6-64: – M11,max

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori minimi)

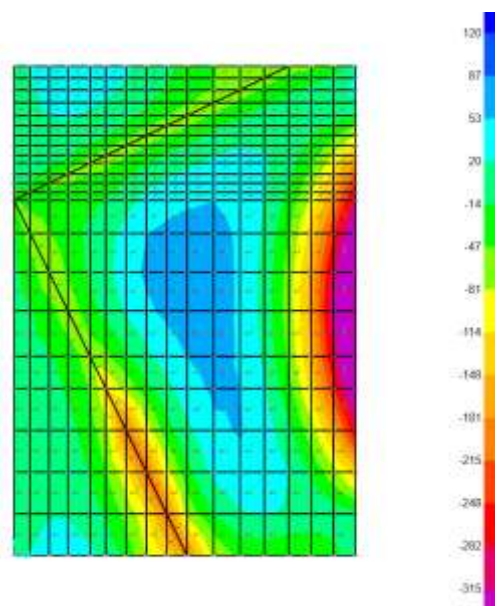


Figure 6-65: – M11,min

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori massimi)

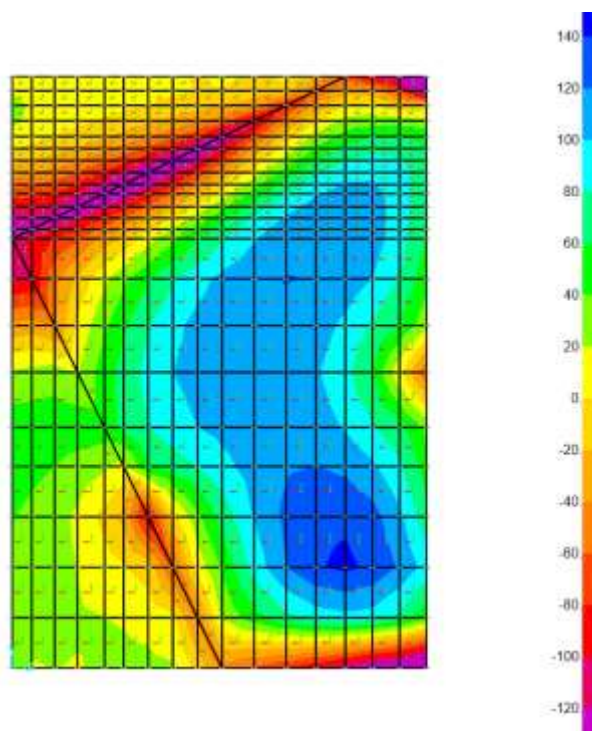


Figure 6-66: – M22,max

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori minimi)

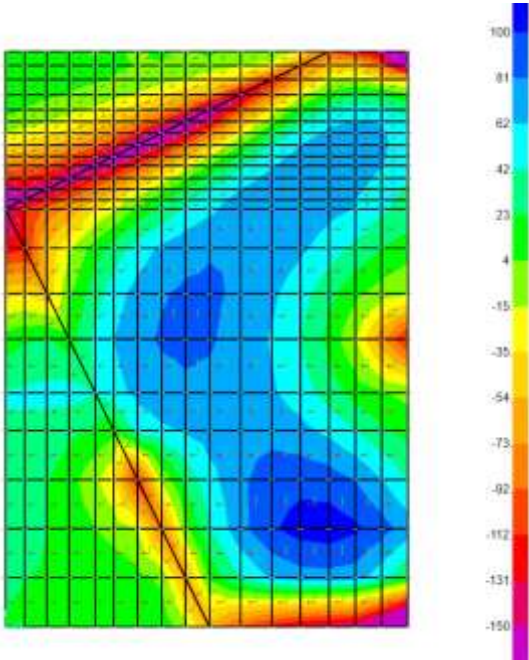


Figure 6-67: – $M_{22,min}$

Verifiche Fondazione a quota 402.07m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 5 ϕ 24 al lembo superiore e 5 ϕ 24 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	5 ϕ 24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5 ϕ 24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	600.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	315.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	300.00 (1258.11)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	600.00	-0.29	1243.29	2.072	143.2	0.05	0.70	45.2 (24.9)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.53	150.0	0.00	124.1	-103.6	142.8	18.0	1800	22.6	21.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00052	0.00011	0.50	0.60	0.000296 (0.000296)	529	0.16 (0.20)	1258.11

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef:		200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	200.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	150.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	140.00 (1249.37)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	200.00	0.28	1231.83	6.159	141.9	0.06	0.70	45.2 (24.5)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.76	150.0	0.00	124.1	-50.4	140.4	24.0	2400	22.6	20.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00025	0.00005	0.50	0.60	0.000141 (0.000141)	719	0.101 (0.20)	1249.37

Nei confronti delle azioni di taglio, la sezione risulta verificata senza considerare una specifica armatura. Si dispone comunque, nelle zone maggiormente sollecitate a ridosso dei setti verticali, un'armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff sicurezza
$c = 72$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	$\emptyset 24$	$= 22.62 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1428$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			22.62 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 400.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.374 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.319$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.002 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 404.5 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 455.5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Solaio a piano campagna**Solaio a piano campagna SLU-SLV**

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.25m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

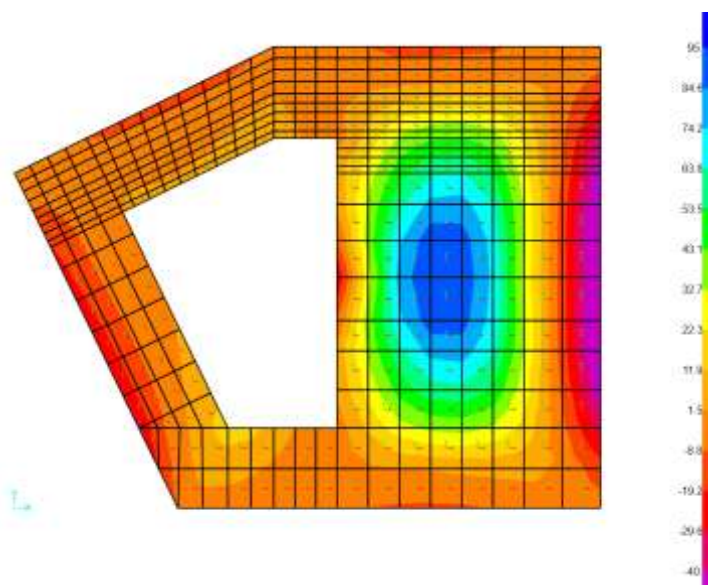
Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

Figure 6-68: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

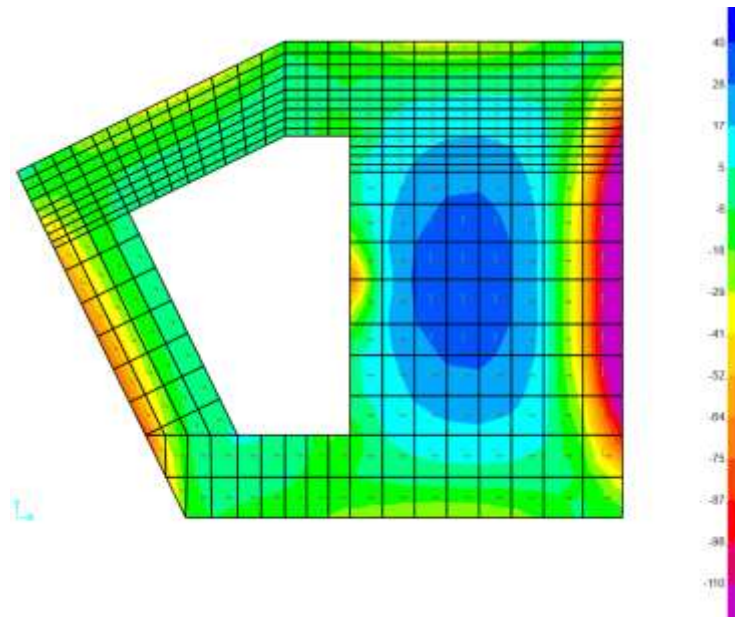


Figure 6-69: - M11,min

Involuppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

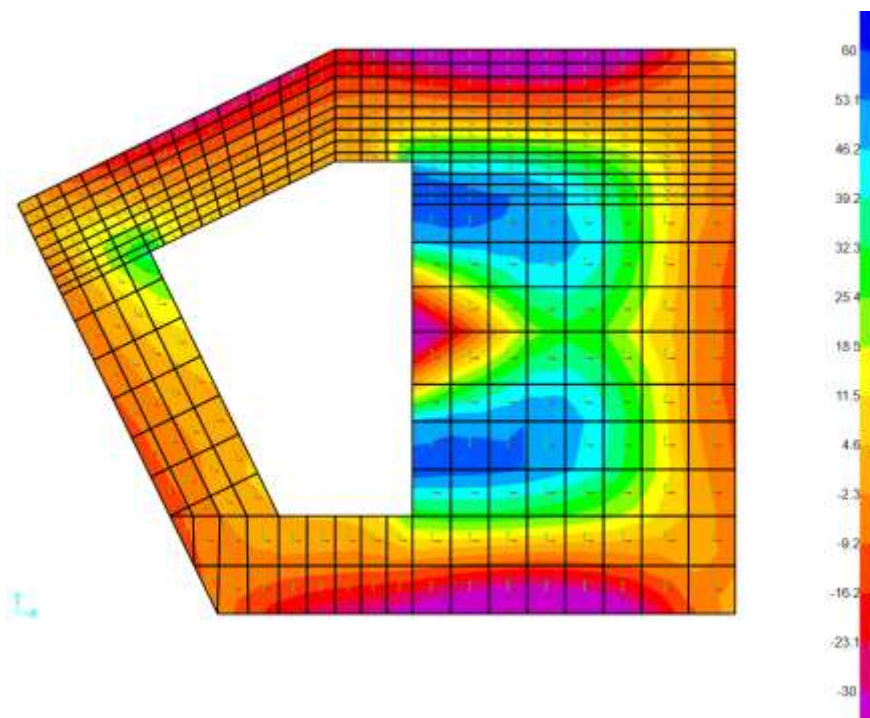


Figure 6-70: - M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

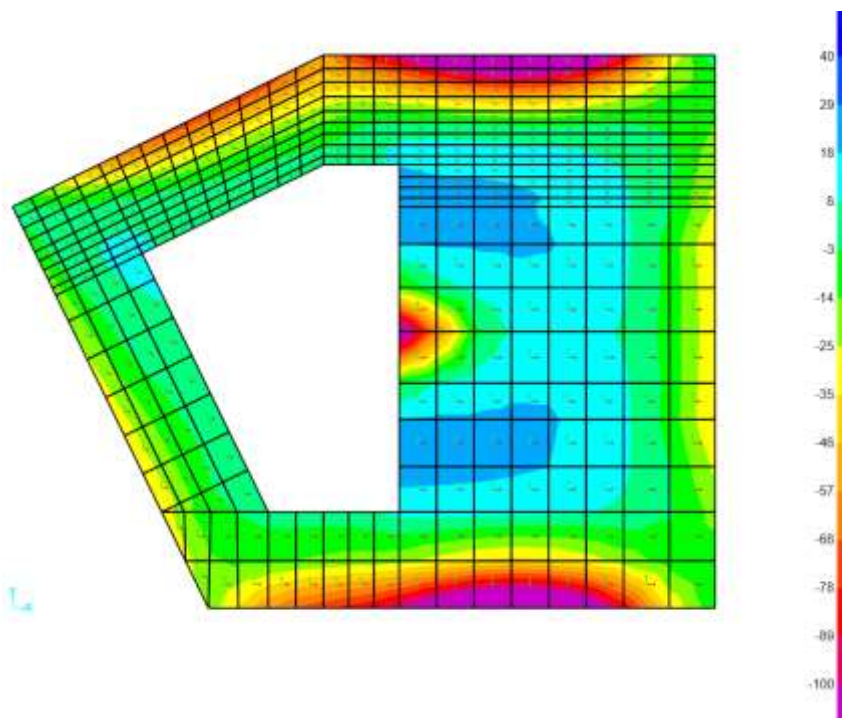


Figure 6-71: - M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23 (valori massimi)

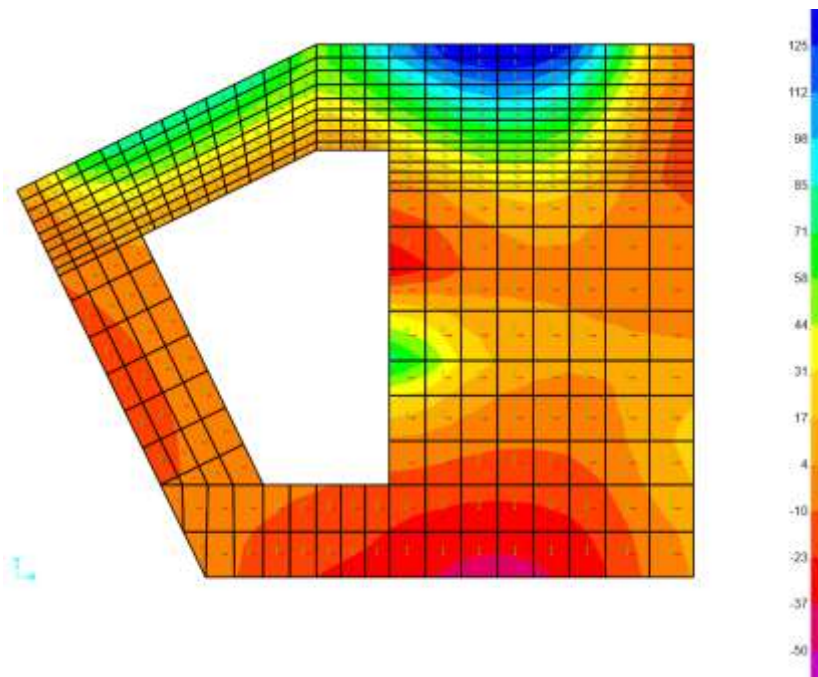


Figure 6-72: – V23,max

Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.25m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

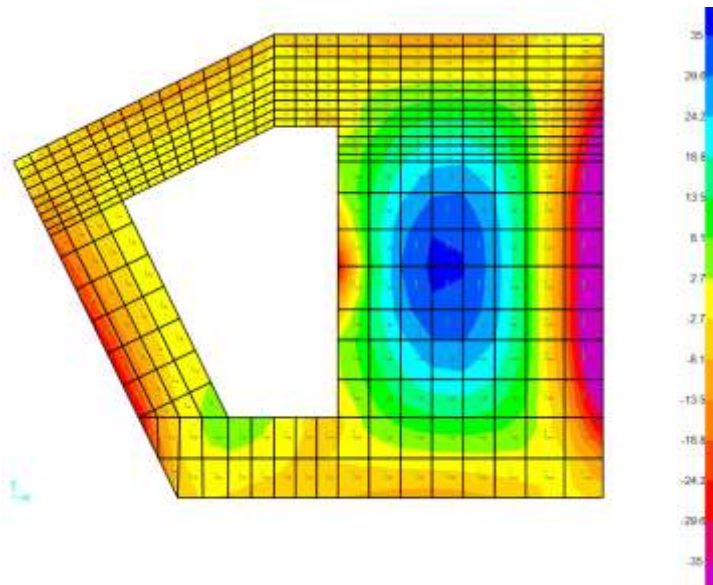


Figure 6-73: – M11,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori minimi)

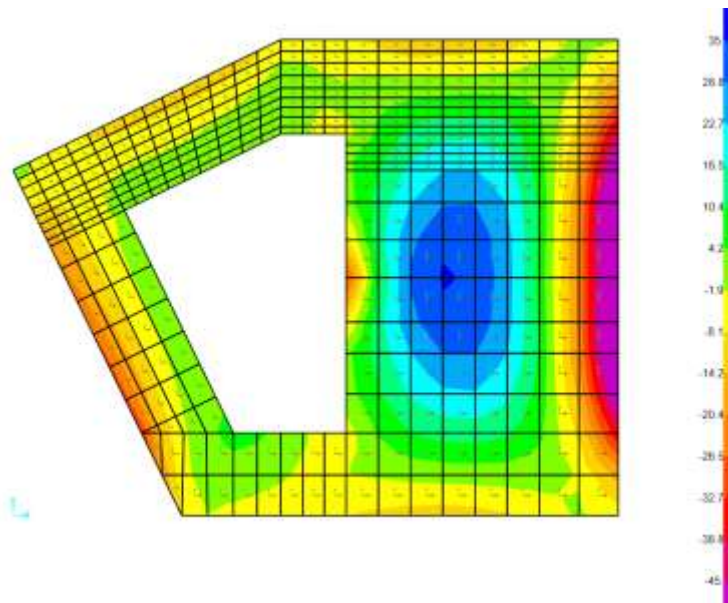


Figure 6-74: – M22,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

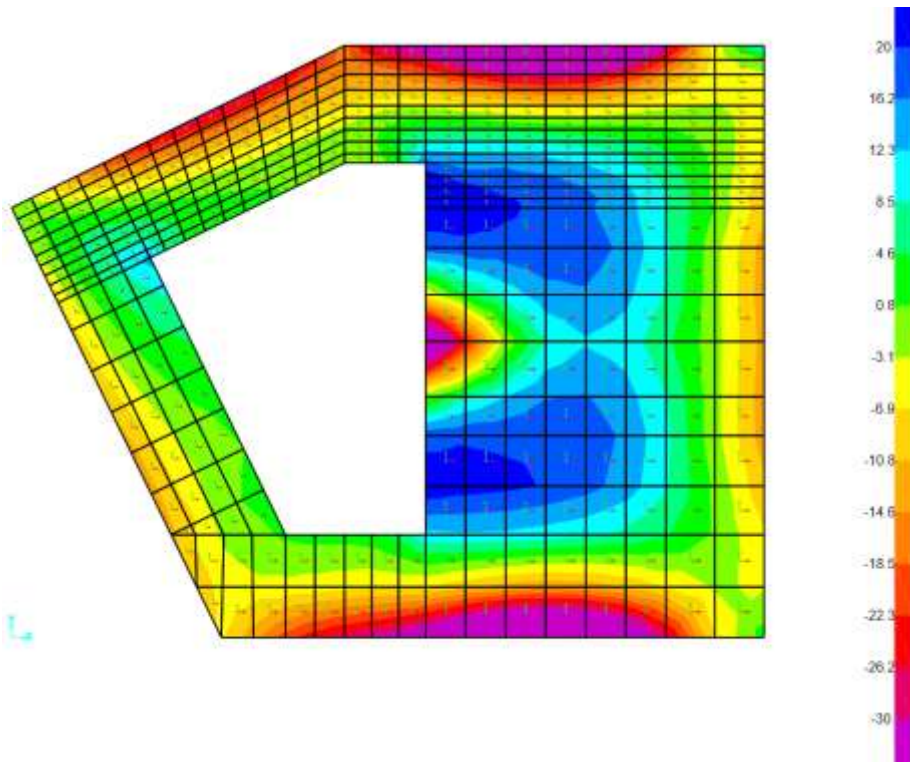


Figure 6-75: – M22,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

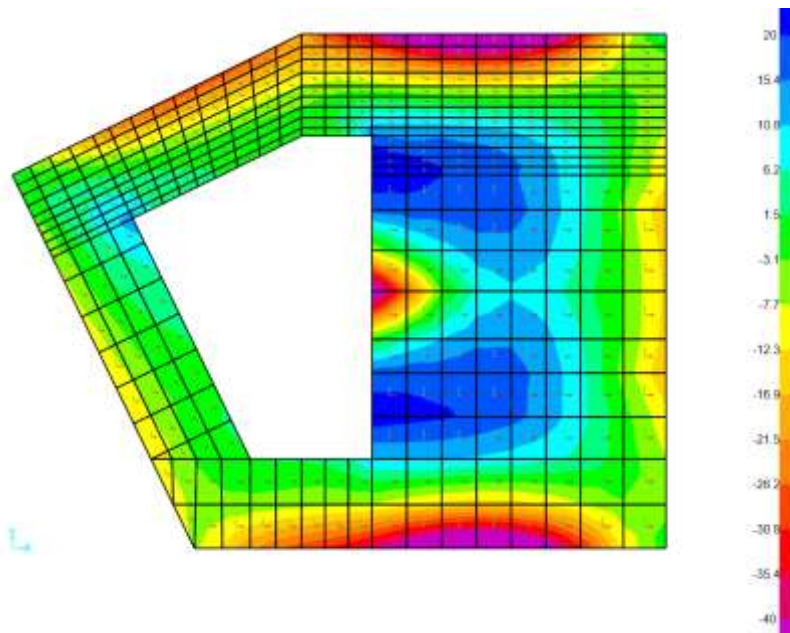


Figure 6-76: – M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.25m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori massimi)

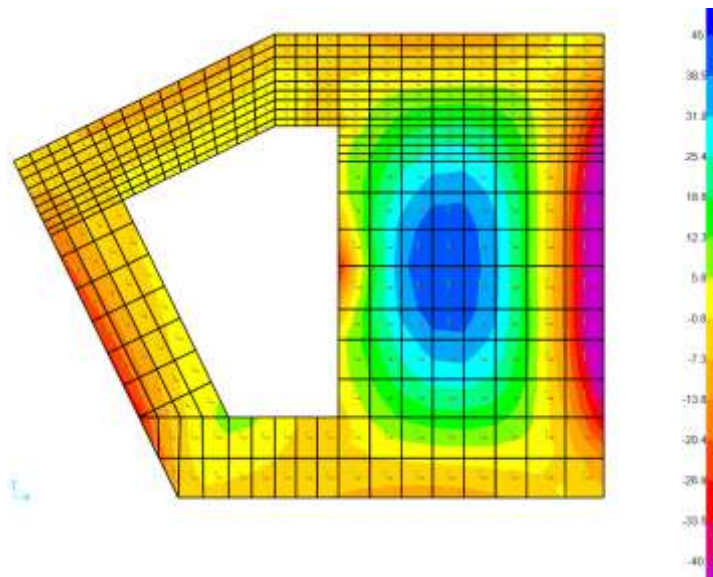


Figure 6-77: – M11,max

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori minimi)

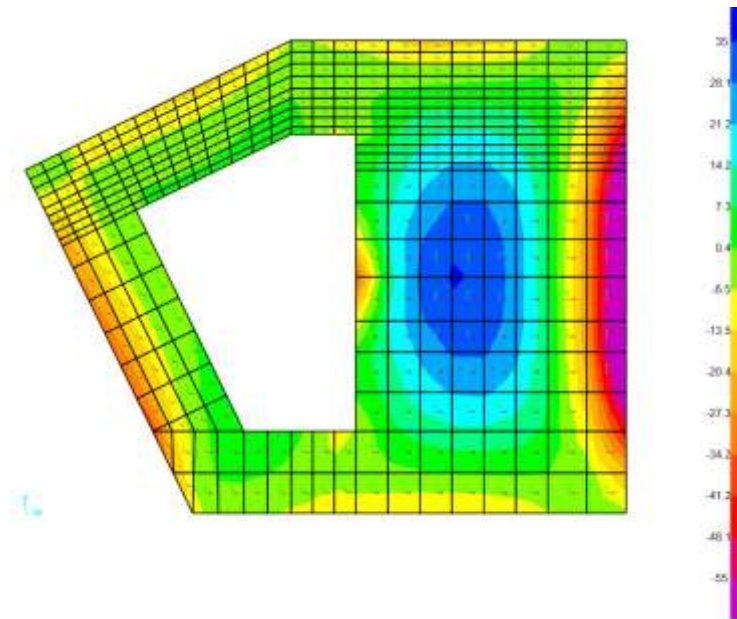


Figure 6-78: - M11,min

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori massimi)

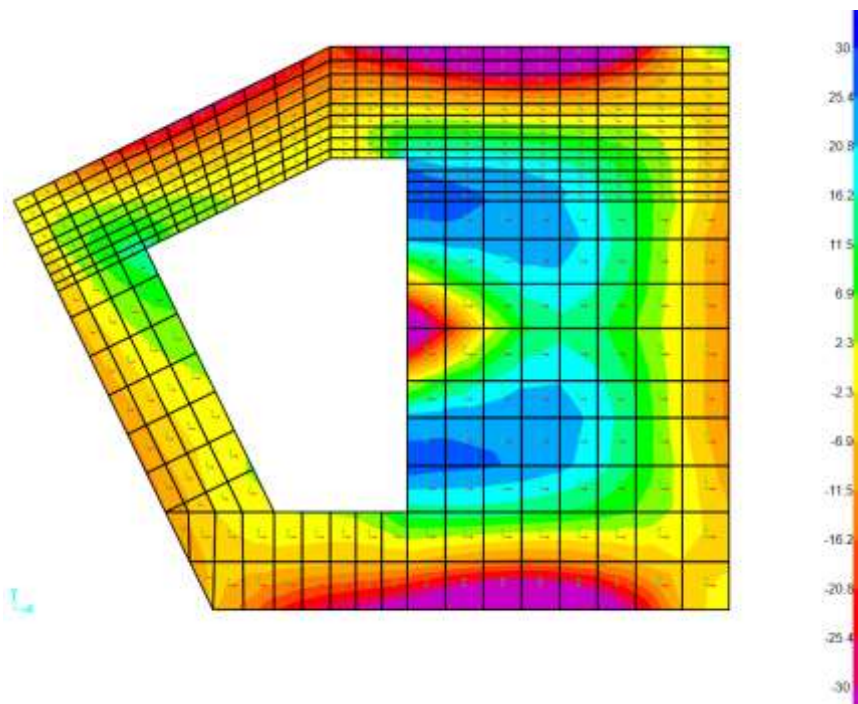


Figure 6-79: - M22,max

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori minimi)

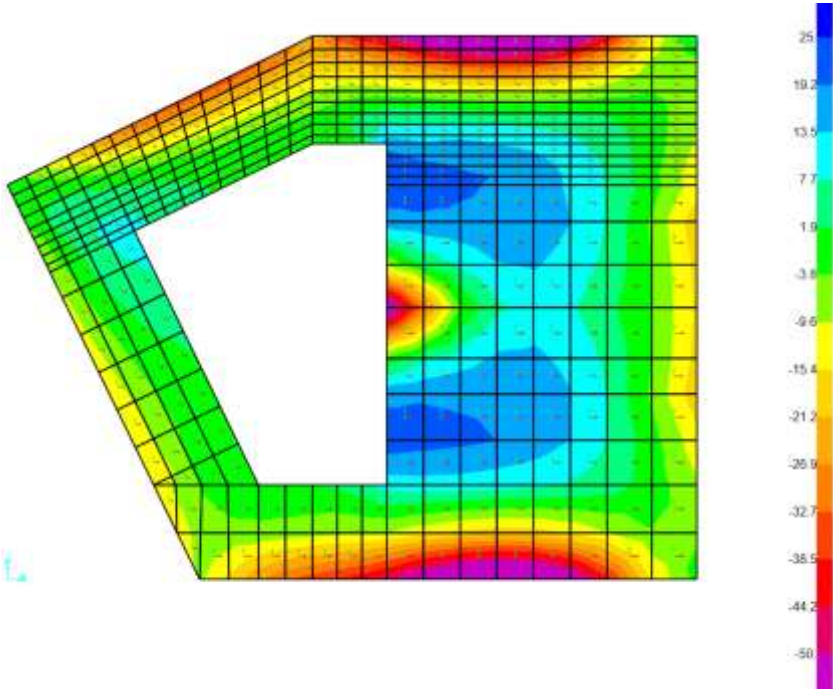


Figure 6-80: – M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.25m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori massimi)

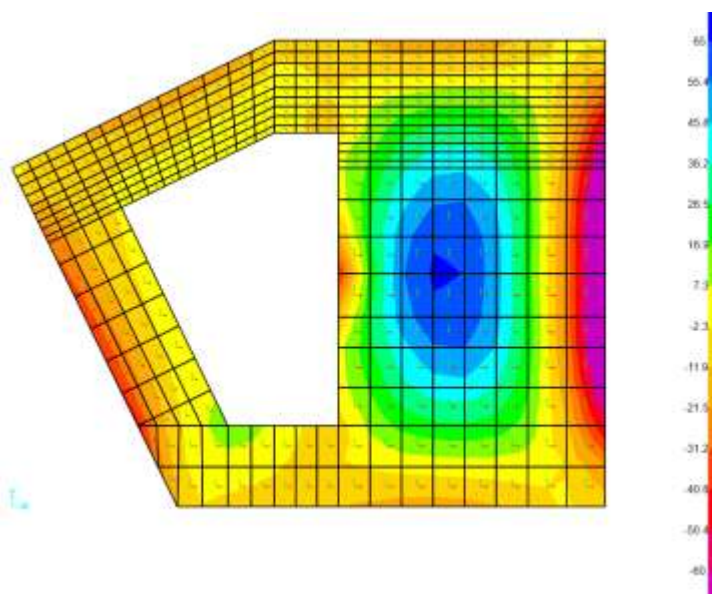


Figure 6-81: – M11,max

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori minimi)

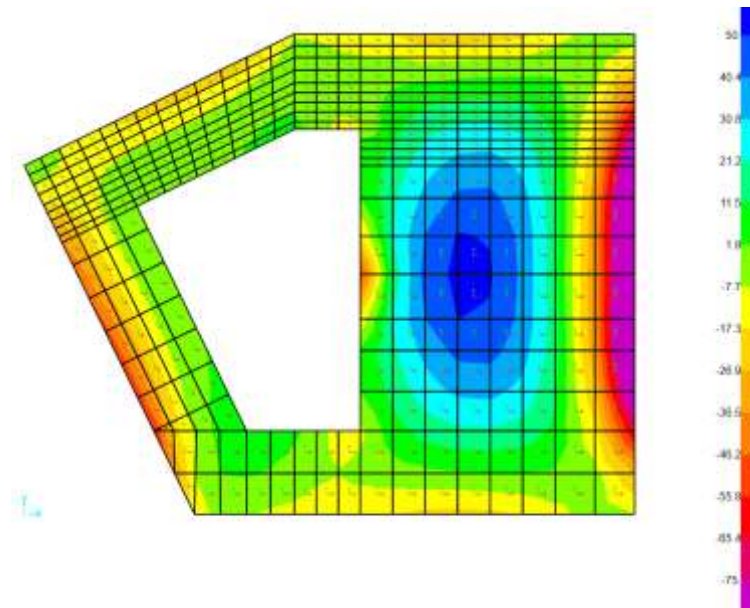


Figure 6-82: – M11,min

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori massimi)

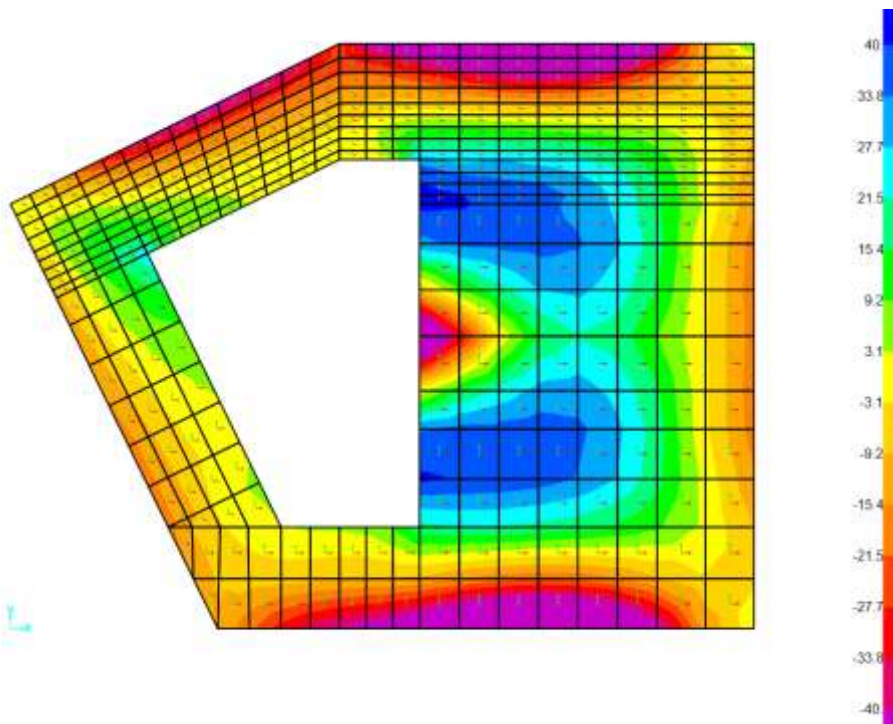


Figure 6-83: – M22,max

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori minimi)

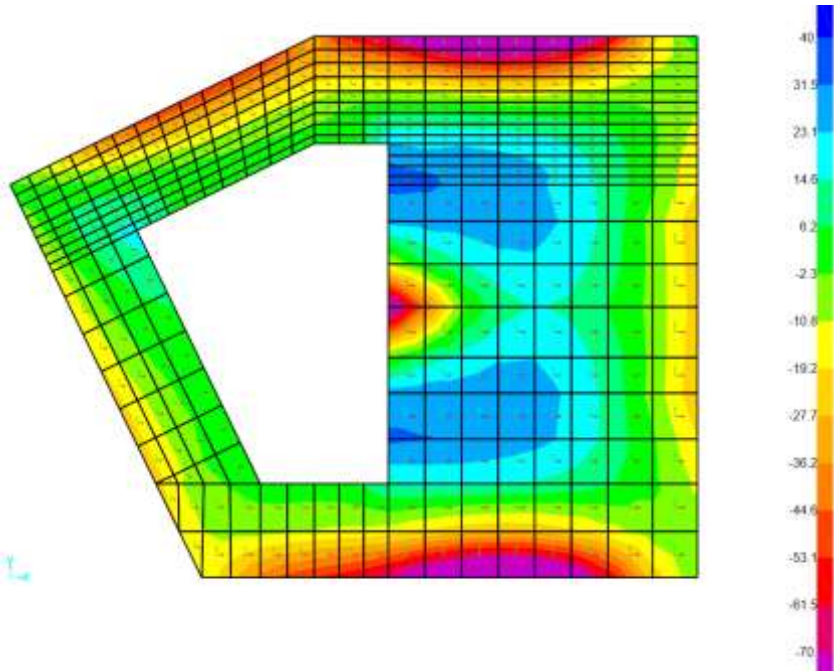


Figure 6-84: – M22,min

Verifiche solaio a piano campagna

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 40cm ed è armata con 10 ϕ 14 al lembo superiore e 10 ϕ 14 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 14	(15.4 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 14	(15.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT

1	0.00	110.00	0.00	0.00
---	------	--------	------	------

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	75.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	55.00 (93.24)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	45.00 (93.24)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	110.00	0.24	196.59	1.787	34.5	0.16	0.70	30.8 (5.8)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]

Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.46	40.0	0.00	30.3	-163.4	33.5	10.1	1009	15.4	9.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00076	0.00025	0.50	0.60	0.000360 (0.000360)	353	0.127 (0.30)	93.24

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.68	40.0	0.00	30.3	-98.1	33.5	10.1	1009	15.4	9.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00020	0.50	0.40	0.000294 (0.000294)	353	0.104 (0.20)	93.24

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	10Ø14	(15.4 cm ²)
Barre superiori:	10Ø14	(15.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	100.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 70.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	50.00 (90.74)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	40.00 (90.74)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	100.00	-0.27	194.00	1.940	33.8	0.19	0.70	30.8 (5.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.64	40.0	0.00	30.3	-159.7	32.1	10.1	1009	15.4	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00025	0.50	0.60	0.000342 (0.000342)	401	0.137 (0.30)	90.74

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.65	40.0	0.00	30.3	-91.3	32.1	10.1	1009	15.4	9.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00020	0.50	0.40	0.000274 (0.000274)	401	0.110 (0.20)	90.74

Nei confronti delle azioni di taglio, non è necessario considerare una specifica armatura. Si dispongono comunque nelle zone a ridosso dei setti dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli $\Phi 8/250 \times 250$. Si dispongono spilli $\Phi 8/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 65$	mm copriferro	$f_{cd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 14$	$= 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 335$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			15.39 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 125.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.773 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.467$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 174.6 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 156.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 174.6 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Setti perimetrali

Setti perimetrali - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Involuppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.27$.

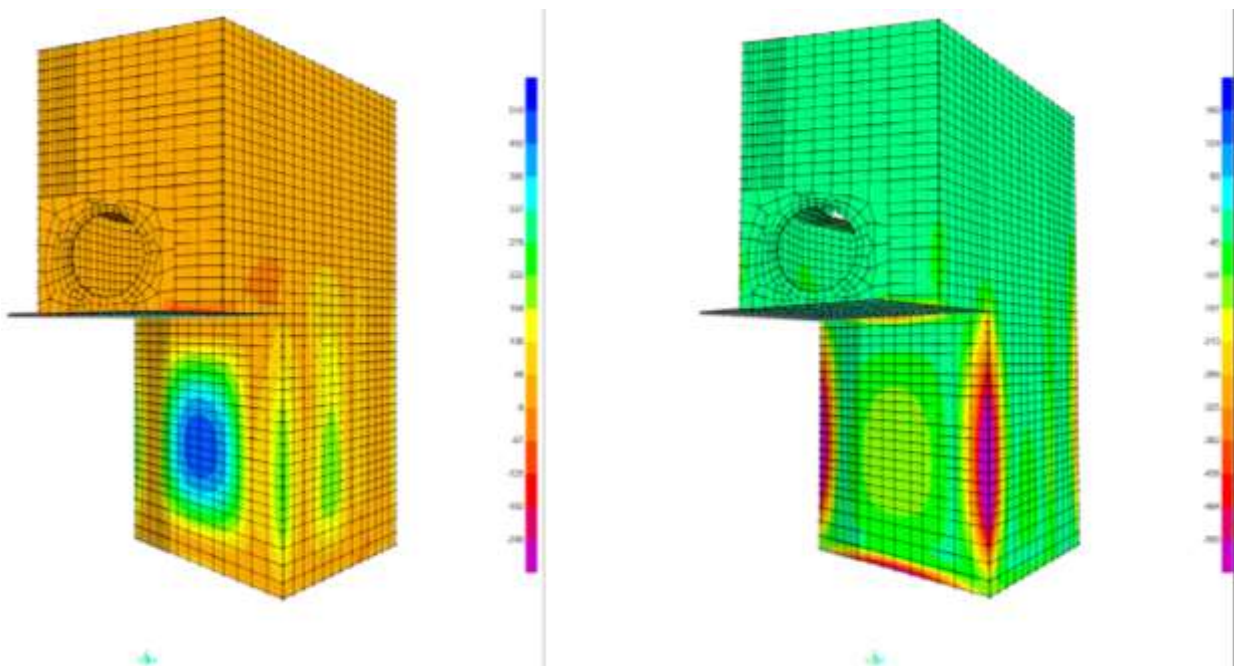


Figure 6-85: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.27.

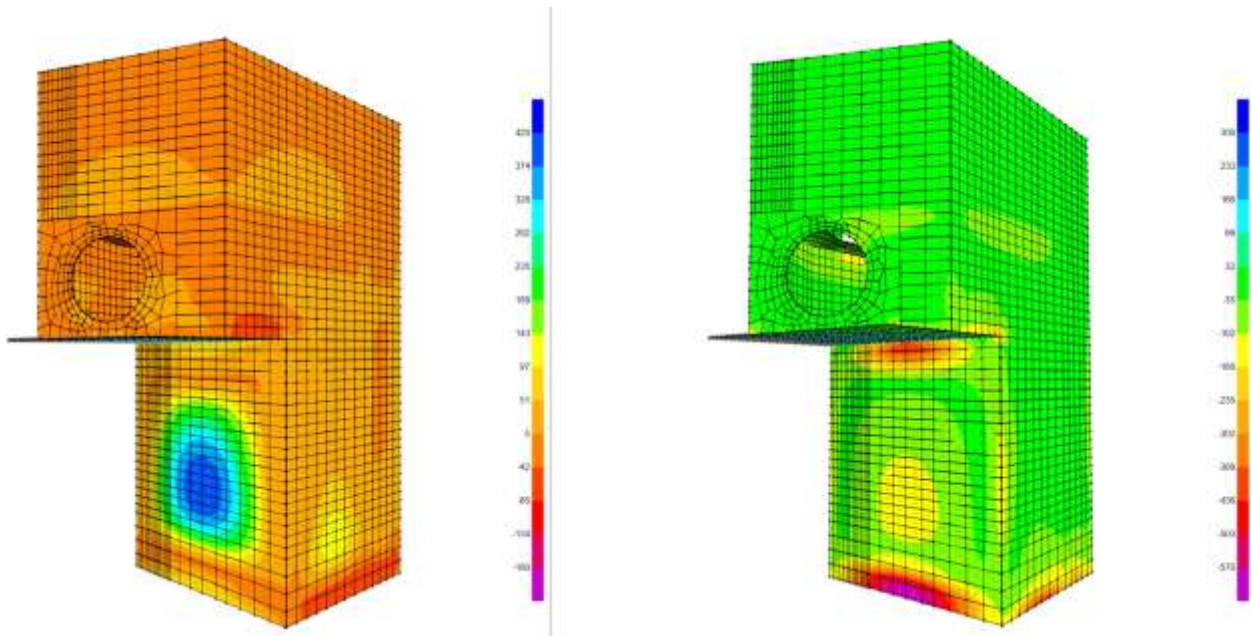


Figure 6-86: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.27.

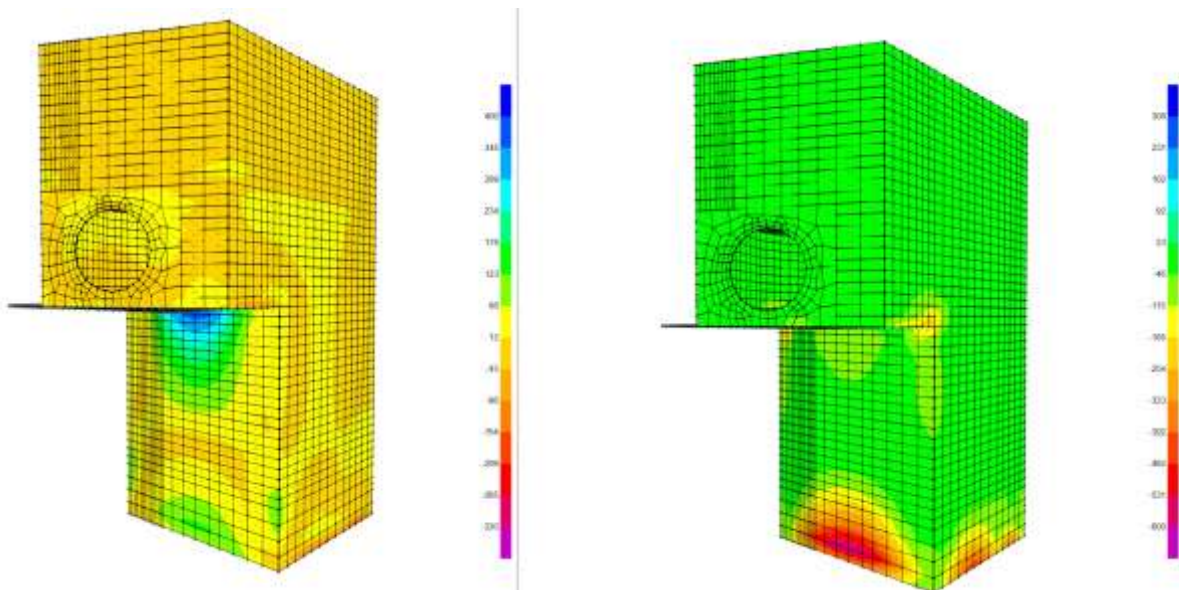


Figure 6-87: – V23,max a sinistra e V23,min a destra

Setti perimetrali - SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.27$.

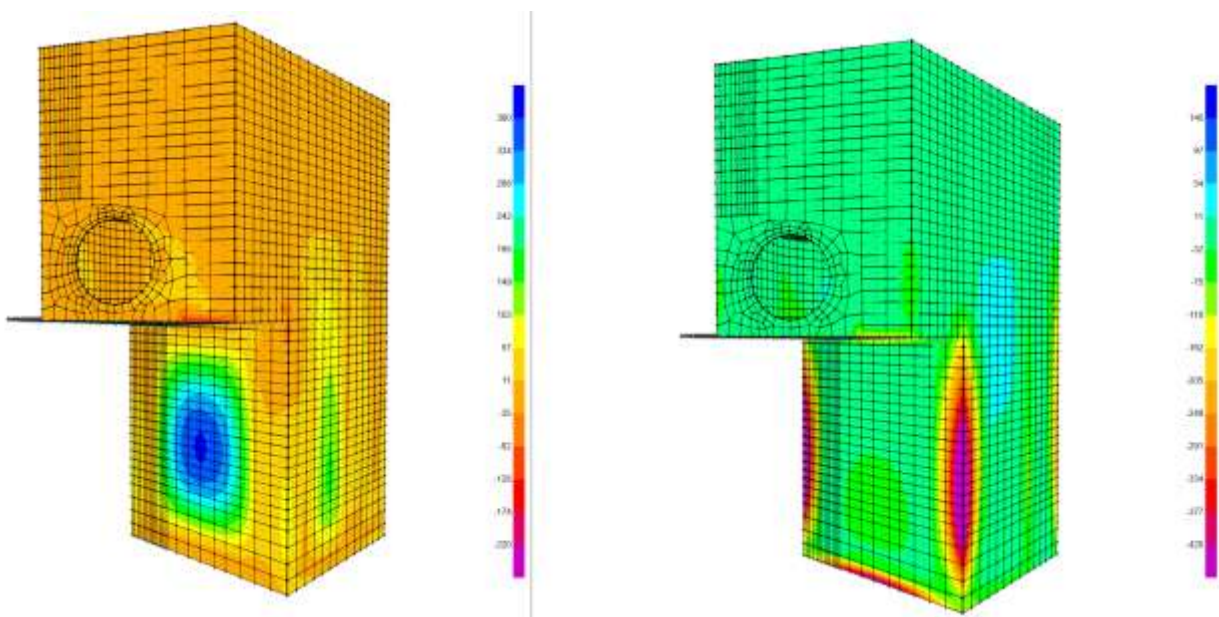


Figure 6-88: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.27.

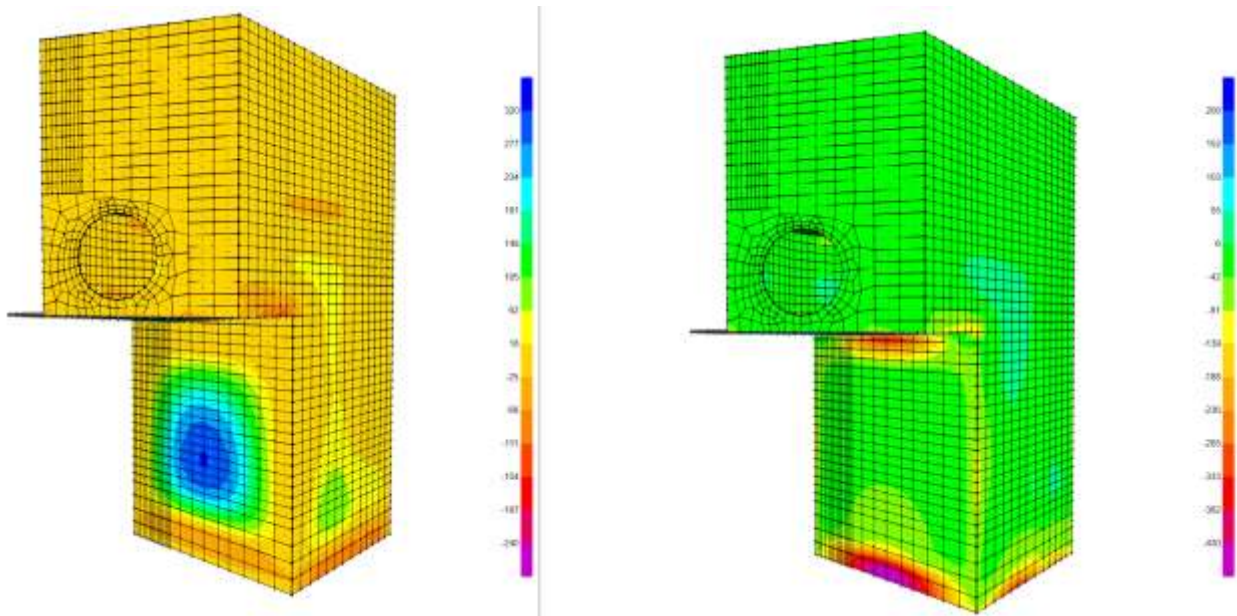


Figure 6-89: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 2.00MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 24 al lembo superiore ed inferiore in entrambe le direzioni. Si riporta di seguito la verifica più restrittiva:

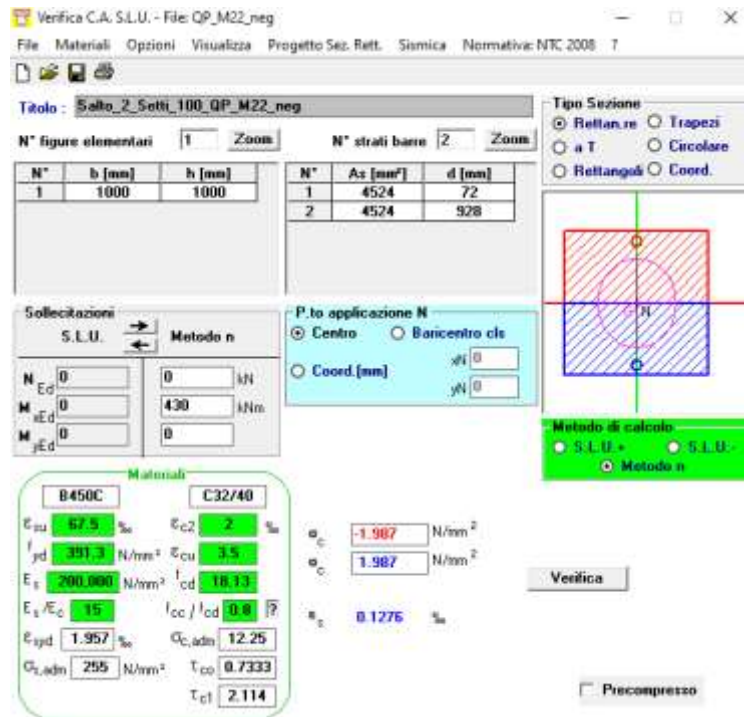


Figure 6-90: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti perimetrali - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Frequente - M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.27$.

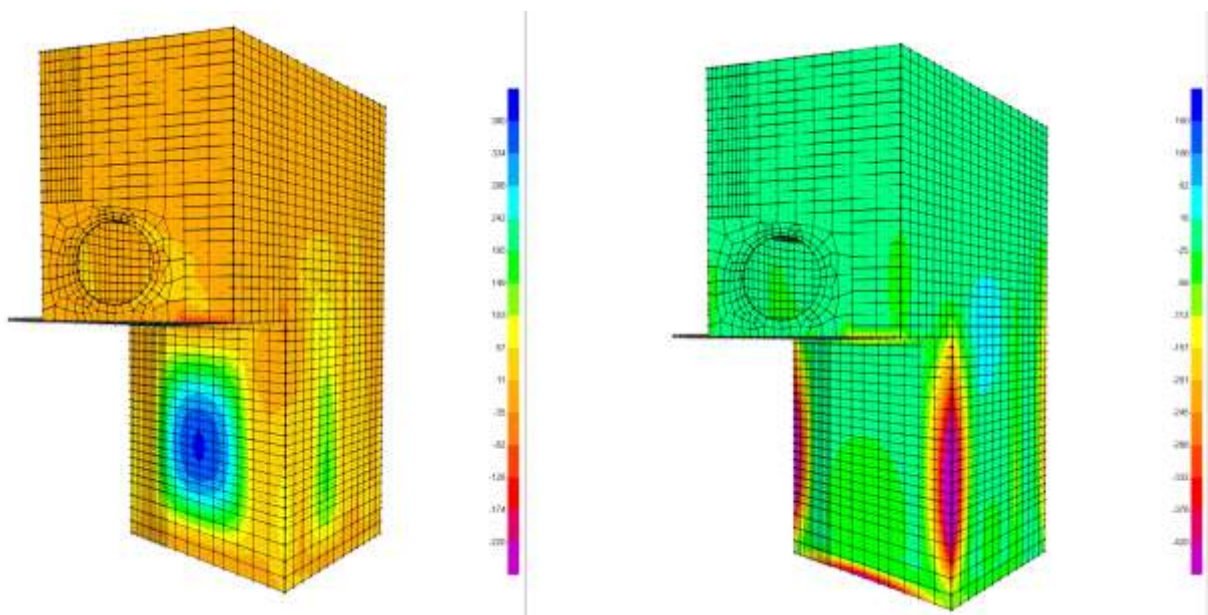


Figure 6-91: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE - Frequente verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.27.

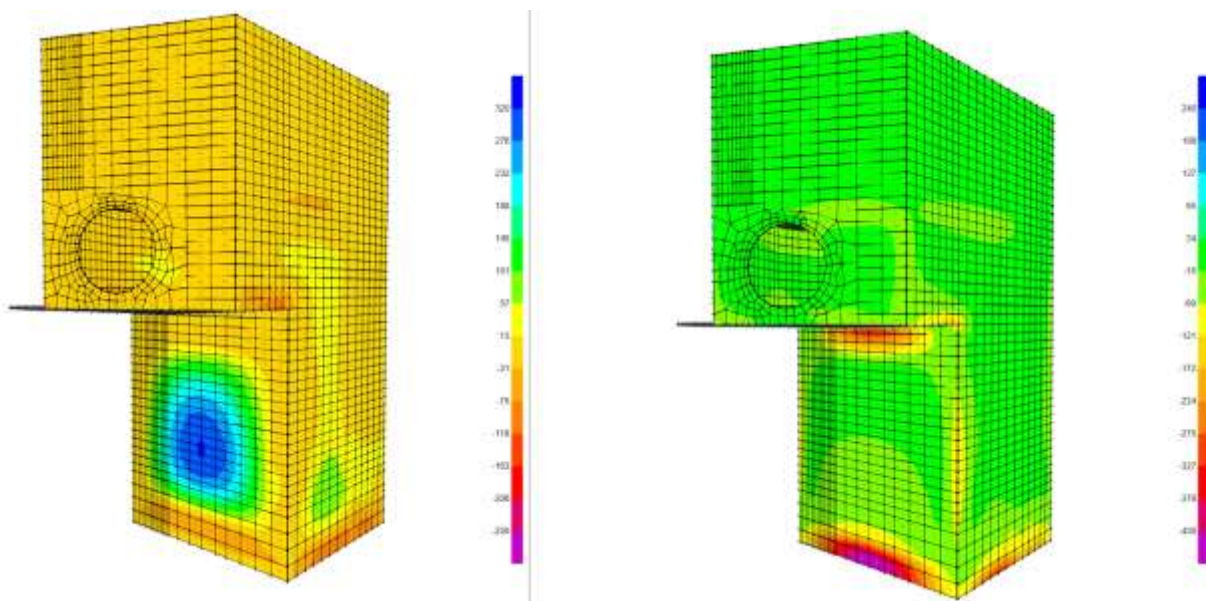


Figure 6-92: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Setti perimetrali - SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Rara - M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.27$.

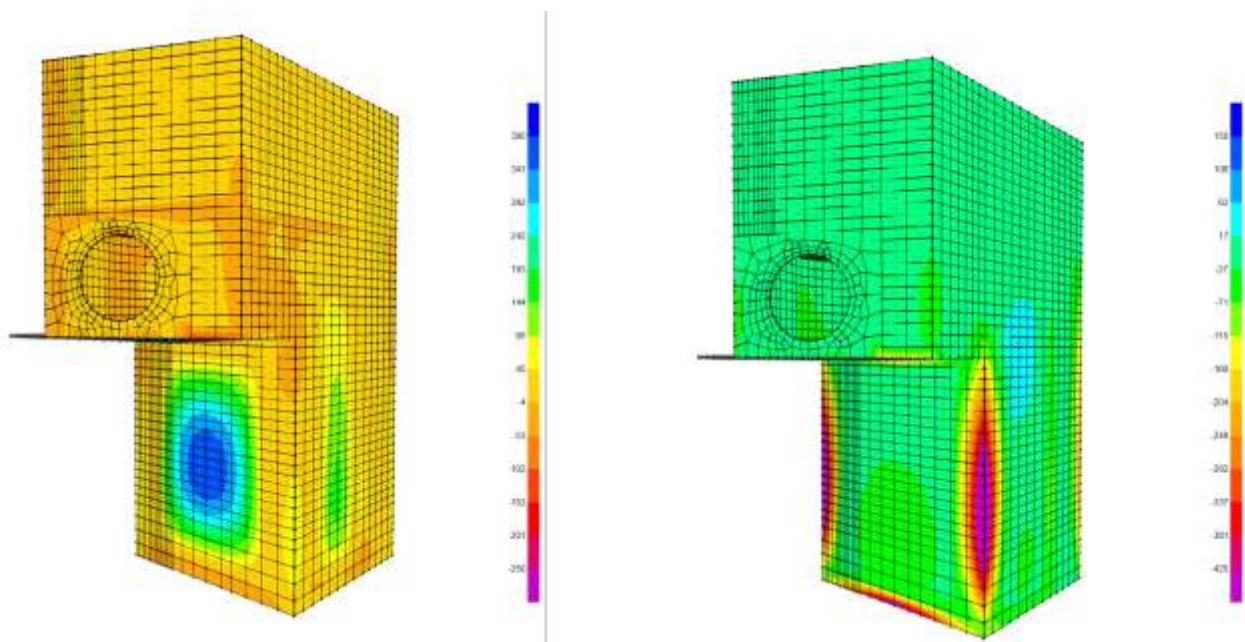


Figure 6-93: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Involuppo momento flettente SLE Rara verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.27.

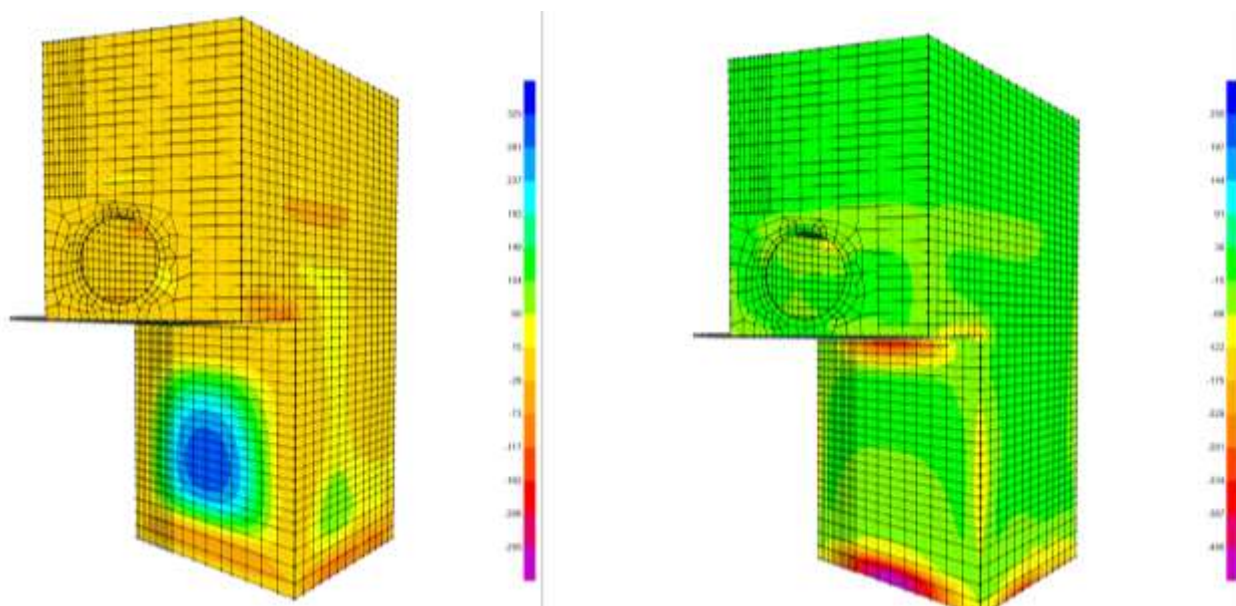


Figure 6-94: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Verifiche Setti perimetrali

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti perimetrali interrati a contatto con il terreno hanno spessore di 100cm e sono armati con 10 ϕ 24 al lembo superiore e 10 ϕ 24 al lembo inferiore in direzione verticale e orizzontale. I setti perimetrali della struttura fuori terra hanno spessore di 80cm e sono armati con 5 ϕ 22 al lembo superiore e 5 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

Verifica momento orizzontale M11 – Setti struttura interrata sp. 100cm

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 24	(45.2 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 24	(45.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	550.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	425.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	420.00 (637.13)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	550.00	-0.07	1510.77	2.747	89.6	0.12	0.70	45.2 (15.8)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	3.05	100.0	0.00	74.3	-115.2	90.4	24.0	2400	45.2	9.0
COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)											
N°Comb	Ver	e1	e2		K2	Kt		e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00065	0.00023		0.50	0.60	0.000341 (0.000341)	502	0.171 (0.20)		637.13

Verifica momento verticale M22 – Setti struttura interrata sp. 100cm
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40		
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020		
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0	MPa	
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef:		200000.0	MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00		
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50		
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Barre superiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	570.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	440.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	430.00 (653.49)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	570.00	0.15	1561.05	2.739	91.4	0.09	0.70	45.2 (16.2)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.93	100.0	0.00	74.3	-114.9	92.8	18.0	1800	45.2	9.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00021	0.50	0.60	0.000337 (0.000337)	366	0.123 (0.20)	653.49

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 200$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff sicurezza
$c = 72$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff sicurezza	$A_{d,1} = 10$	$\emptyset 24$	$= 45.24 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff riduttivo	$A_{d,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 928$	mm altezza utile	$A_{d,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			45.24 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 600.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.464 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.351$$

$$\rho_1 = A_d / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 407.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 325.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 407.4 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0^\circ \text{ inclinaz. bielle cs} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.196 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 641.7 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \text{ coeff maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 3786.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 641.7 > 600.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.1$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Verifica momento orizzontale M11 – Setti struttura fuori terra sp. 80cm
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta 1 * \beta 2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	350.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 75.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	70.00 (368.73)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	60.00 (368.73)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	350.00	0.25	530.77	1.516	73.7	0.09	0.70	38.0 (12.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.14	80.0	0.00	63.6	-58.8	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00031	0.00008	0.50	0.60	0.000165 (0.000165)	553	0.091 (0.30)	368.73

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.91	80.0	0.00	63.6	-47.0	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00026	0.00007	0.50	0.40	0.000141 (0.000141)	553	0.078 (0.20)	368.73

Verifica momento verticale M22 – Setti struttura fuori terra sp. 80cm
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	300.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 30.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	25.00 (362.71)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	20.00 (362.71)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	300.00	-0.28	524.11	1.747	72.6	0.10	0.70	38.0 (12.3)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X, Y, O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.49	80.0	0.00	63.6	-24.4	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00012	0.00003	0.50	0.60	0.000061 (0.000061)	696	0.042 (0.30)	362.71

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.33	80.0	0.00	63.6	-16.3	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00010	0.00002	0.50	0.40	0.000049 (0.000049)	696	0.034 (0.20)	362.71

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 800$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{d,1} = 5$	$\emptyset 22$	$= 19.01 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{d,2} = 0$	\emptyset	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 729$	mm altezza utile	$A_{d,3} = 0$	\emptyset	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			19.01 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 280.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.524 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.372$$

$$\rho_1 = A_d / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 270.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle c/s} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{w/s} = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \quad \text{passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{w/s}) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 360.0 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 2795.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 360.0 > 280.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Setti interni interrati**Setti interni interrati - SLU-SLV**

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

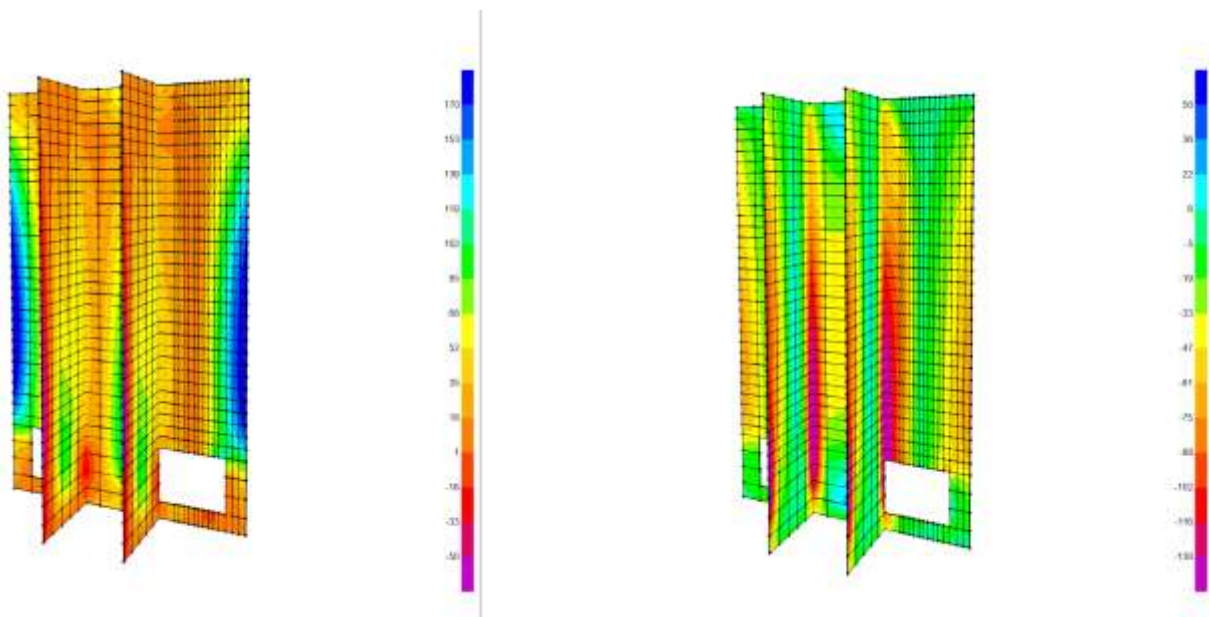
Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

Figure 6-95: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

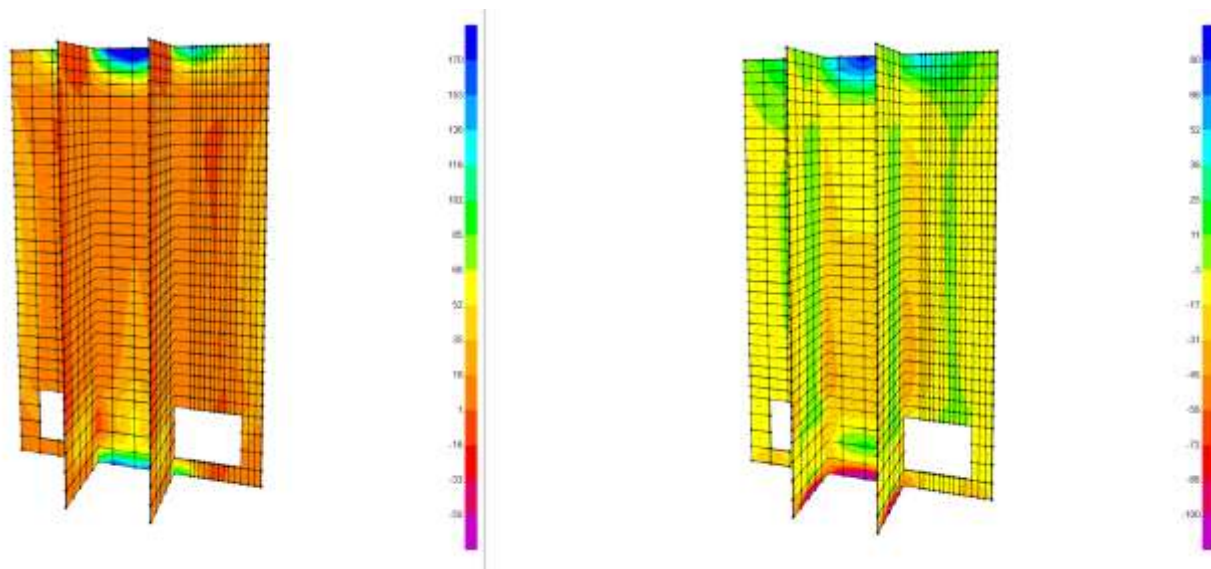


Figure 6-96: – $M_{22,max}$ a sinistra ed $M_{22,min}$ a destra

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13

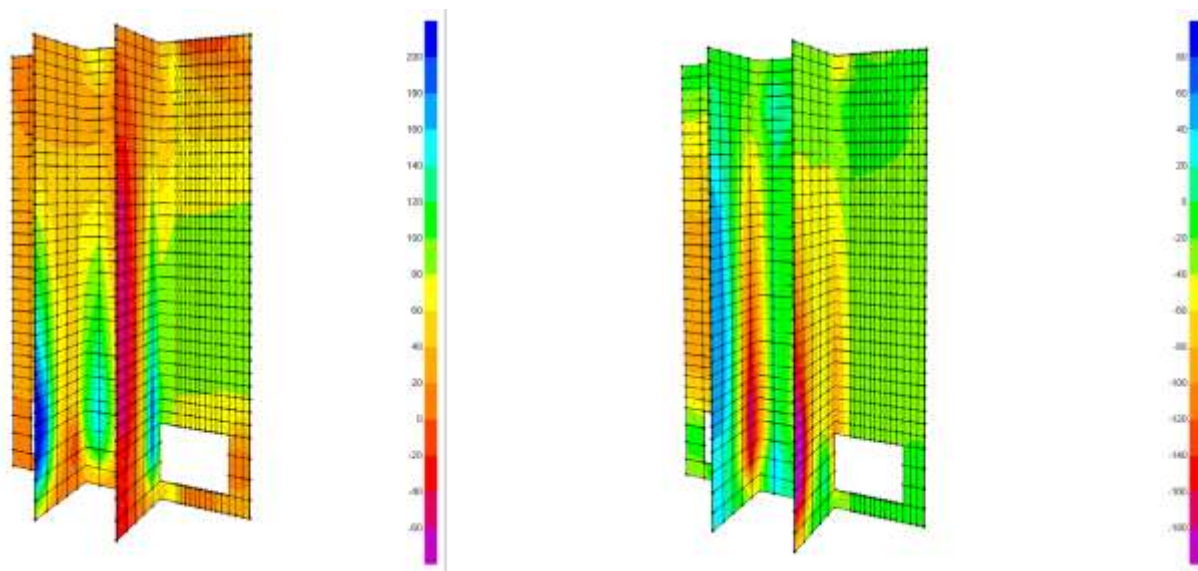


Figure 6-97: – V13,max a sinistra e V13,min a destra

Setti interni interrati SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente orizzontale M11

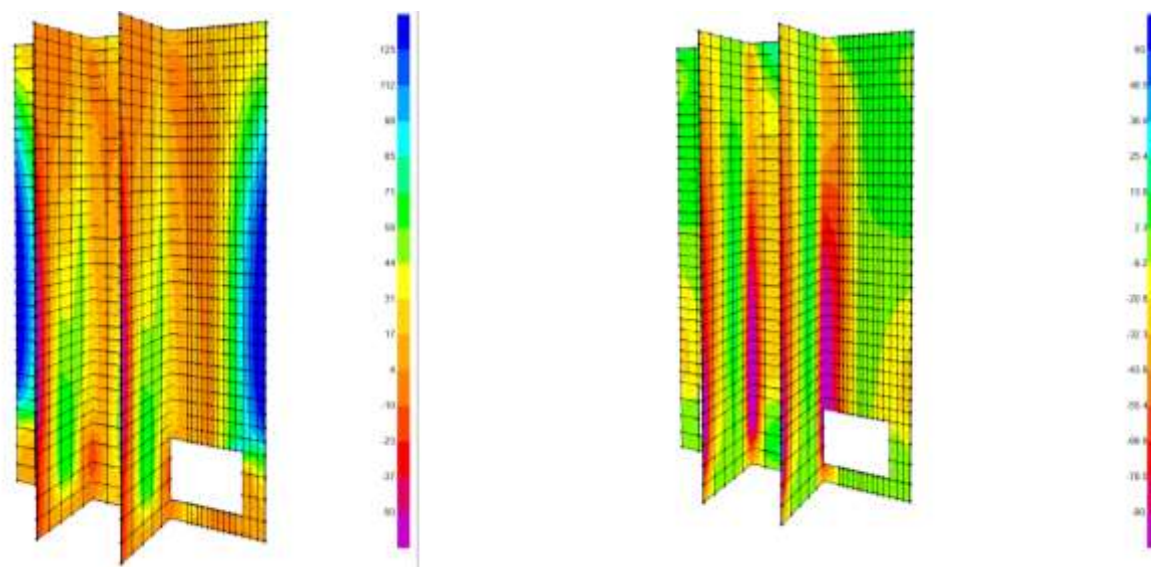


Figure 6-98: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente verticale M22

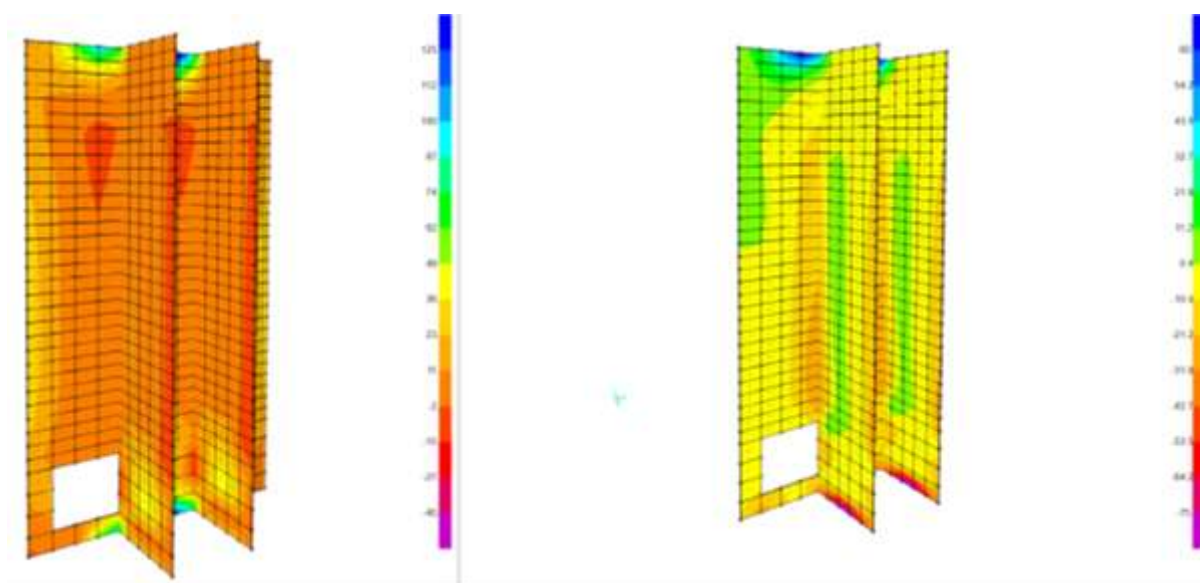


Figure 6-99: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 1.00MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 7 ϕ 22 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

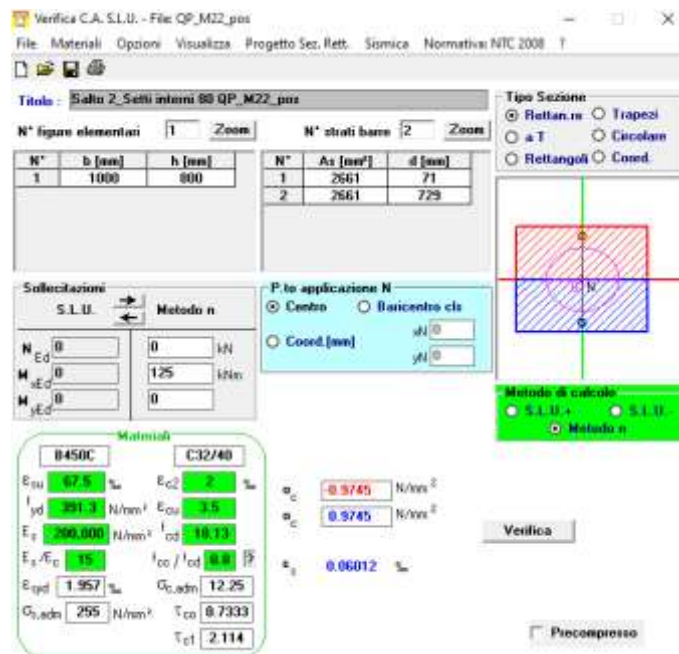


Figure 6-100: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti interni interrati SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Involuppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11

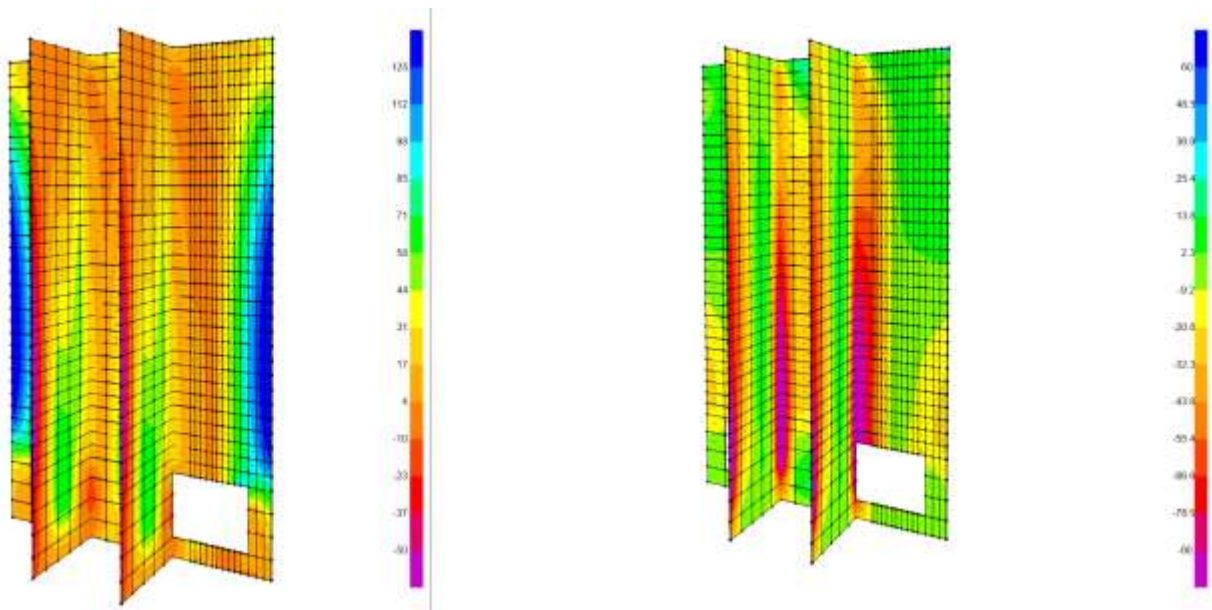


Figure 6-101: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Involuppo momento flettente SLE Frequente verticale M22

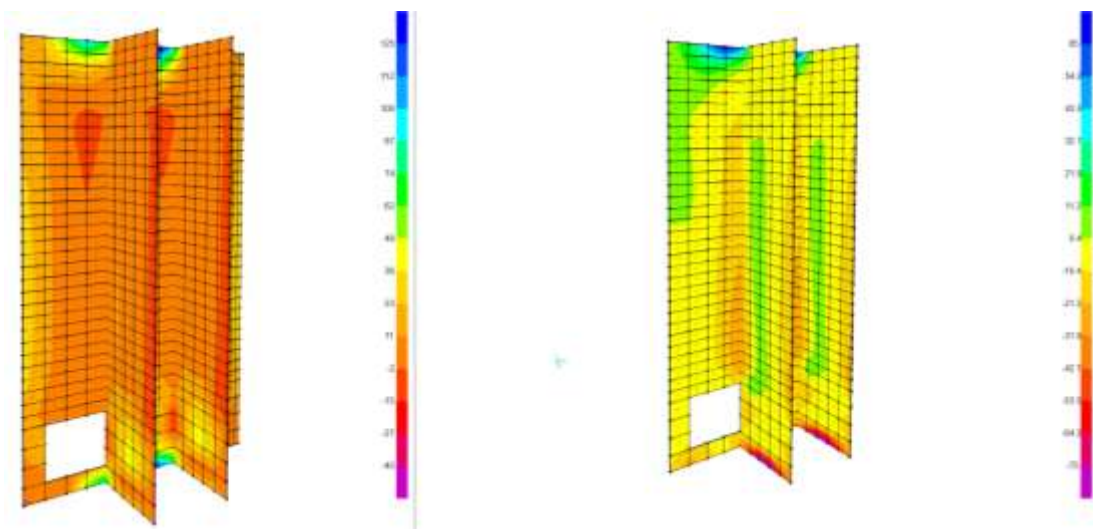


Figure 6-102: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Setti interni interrati SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11

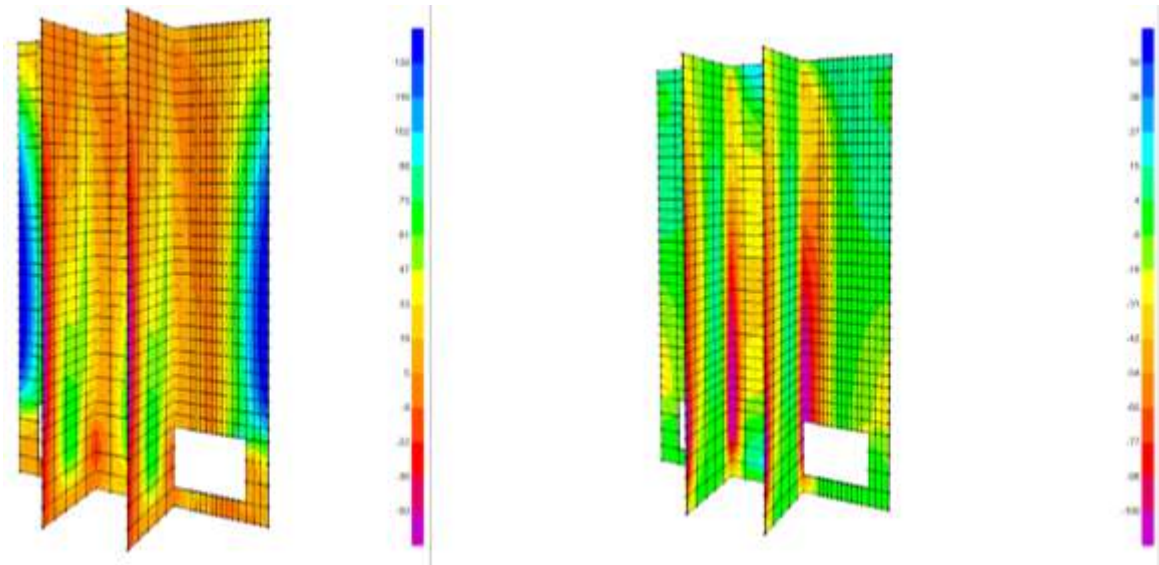


Figure 6-103: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22

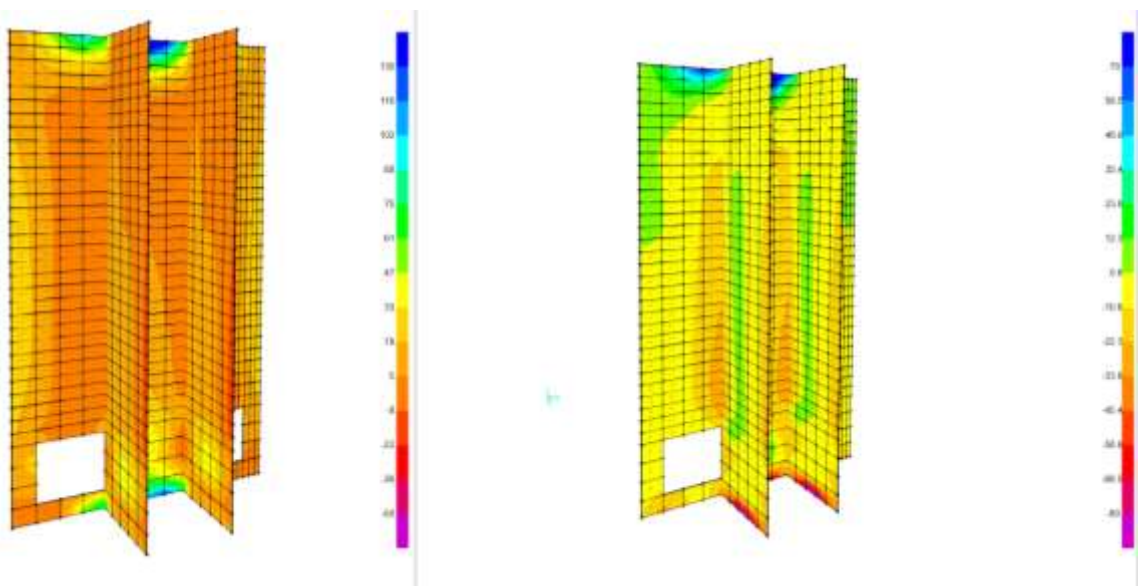


Figure 6-104: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Verifiche Setti interni interrati

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti interni hanno spessore di 80cm e sono armati con 7 ϕ 22 al lembo superiore e 7 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

Verifica momento orizzontale M11

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	7 ϕ 22	(26.6 cm ²)
Barre superiori:	7 ϕ 22	(26.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	170.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	130.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	125.00 (378.94)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	170.00	0.12	710.97	4.182	71.6	0.12	0.70	53.2 (12.3)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.81	80.0	0.00	61.5	-76.4	70.7	20.5	2049	26.6	13.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00043	0.00013	0.50	0.60	0.000220 (0.000220)	567	0.13 (0.20)	378.94

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40		
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020		
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0	MPa	
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef:		200000.0	MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00		
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50		
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	7Ø22	(26.6 cm ²)
Barre superiori:	7Ø22	(26.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	170.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	130.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	125.00 (387.37)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	170.00	0.05	728.33	4.284	72.9	0.10	0.70	53.2 (12.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.67	80.0	0.00	61.5	-73.4	72.9	17.8	1775	26.6	14.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00040	0.00012	0.50	0.60	0.000212 (0.000212)	453	0.10 (0.20)	387.37

Nei confronti delle azioni di taglio non è necessaria una specifica armatura. Si dispongono comunque spilli $\phi 10/200 \times 200$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 800$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{cd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{d,1} = 7$	$\emptyset 22$	$= 26.61 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{d,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 729$	mm altezza utile	$A_{d,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			26.61 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 200.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.524 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.372$$

$$\rho_1 = A_d / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{2/3} / (\gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 302.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 302.4 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Di seguito si riportano le combinazioni di carico che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidità interne e di carichi esterni.

MANUFATTO SALTO 2 VALLE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO				MANUFATTO PIENO ECCEZIONALE
	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	ECCEZIONALE 1
DEAD	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Peso proprio copertura	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Permanente portato in copertura	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Grigliato Keller	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Carroponte	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.50	1.50	1.50	1.50	-
Spinta terreno	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.30	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.30	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-
Peso verticale acqua invaso eccezionale	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Spinta acqua invaso eccezionale	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80

Figure 6-105: – Combinazioni di carico allo SLU ed Eccezionali

MANUFATTO SALTO 2 VALLE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO			
	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Qk,1 manutenzione copertura	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 6-106: – Combinazioni di carico allo SLE in RARA

MANUFATTO SALTO 2 VALLE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO			
	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6	FREQ 7	FREQ 8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80	0.90

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 6-107: – Combinazioni di carico allo SLE in Frequente

MANUFATTO SALTO 2 VALLE	MANUFATTO PIENO	MANUFATTO VUOTO
	QP 1	QP 2
DEAD	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00
Panconi	-	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	-
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 6-108: – Combinazioni di carico allo SLE in Quasi Permanente

MANUFATTO SALTO 2 VALLE	MANUFATTO PIENO							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
sisma x +	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
sisma x -	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30
sisma y +	0.30	0.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
sisma y -	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Nel caso di carico "sisma x" o "sisma y" si intendono considerati tutti i contributi, ovvero:

- 1) azione sismica in direzione x e y per la struttura fuori terra
- 2) incremento di spinta del terreno in direzione x e y secondo wood
- 3) incremento associato alle masse in direzione x e y degli elementi strutturali interrati
- 4) incremento idrodinamico per l'acqua di falda
- 5) incremento idrodinamico per l'acqua di invaso

Figure 6-109: – Combinazioni di carico Sismiche

6.9 Verifica fondazione compensata

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l'incremento di carico dato dall'edificio e il peso del terreno asportato.

ELEMENTO	A [m2]	b [m]	h [m]	sp [m]	numero	area fori [m2]	peso [kN]
parete piano x-z per y=0	226	-	-	1.00	1.00	-	5650
parete piano x-z per y=0	103	-	-	0.80	1.00	-	2060
parete piano x-z per y=4	72	-	-	0.80	1.00	-	1440
parete piano x-z per y=8	72	-	-	0.80	1.00	-	1440
parete piano x-z per y=11.80	213	-	-	1.00	1.00	-	5325
parete piano x-z per y=11.80	86	-	-	0.80	1.00	16	1400
parete piano y-z per x=18.73	230	-	-	1.00	1.00	9.82	5505
parete piano y-z per x=18.73	85	-	-	0.80	1.00	-	1690
parete piano y-z per x=15	230	-	-	0.80	1.00	12.5	4350
parete piano y-z per x=8	162	-	-	1.00	1.00	-	4050
fondazione qta 338	147	-	-	1.50	1.00	-	5513
fondazione qta 402	87	-	-	1.50	1.00	-	3263

parete obliqua 1	42	-	-	1.00	1.00	-	1060
parete obliqua 1	53	-	-	0.80	1.00	-	1060
parete obliqua 2	55.00	-	-	1.00	1.00	12.57	1061
parete obliqua 2	68.00	-	-	0.80	1.00	-	1360
soffitto qta 407	100.40	-	-	0.40	1.00	-	1004
G1 copertura	193.00	-	-	-	1.00	-	704
G2 copertura	193.00	-	-	-	1.00	-	589
Acqua di invaso							
pozzo	110.00	-	16.26	-	-	-	17886
canale	70.00	-	2.56	-	-	-	1792

tot. 68'316

TERRENO RIMOSSO	sup. [m2]	h [m]	unità di volume [kN/m3]	peso [kN]
Volume 1	147	13.70	20	40278
Volume 2	221	6.50	20	28730

tot. 69'008

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l'incremento di carico dato dall'edificio con il peso del terreno asportato.

6.10 Riepilogo incidenze

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO SALTO 2 - VALLE		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE quota 388.37m s.l.m.	150	100
FONDAZIONE quota 402.07m s.l.m.	150	80
SOLAIO PIANO CAMPAGNA quota 407.25m s.l.m.	40	150
SETTI INTERNI	80	130
SETTI PERIMETRALI INTERRATI	100	180
SETTI FUORI TERRA	80	100
Pilastri	50x50	140
Travi	50x60	180

Figure 6-110: – Riepilogo incidenze elementi strutturali Manufatto Salto 2 Valle

7 MANUFATTO TURANO MONTE

Il presente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto "Turano 1 – Manufatto di monte". Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE). L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

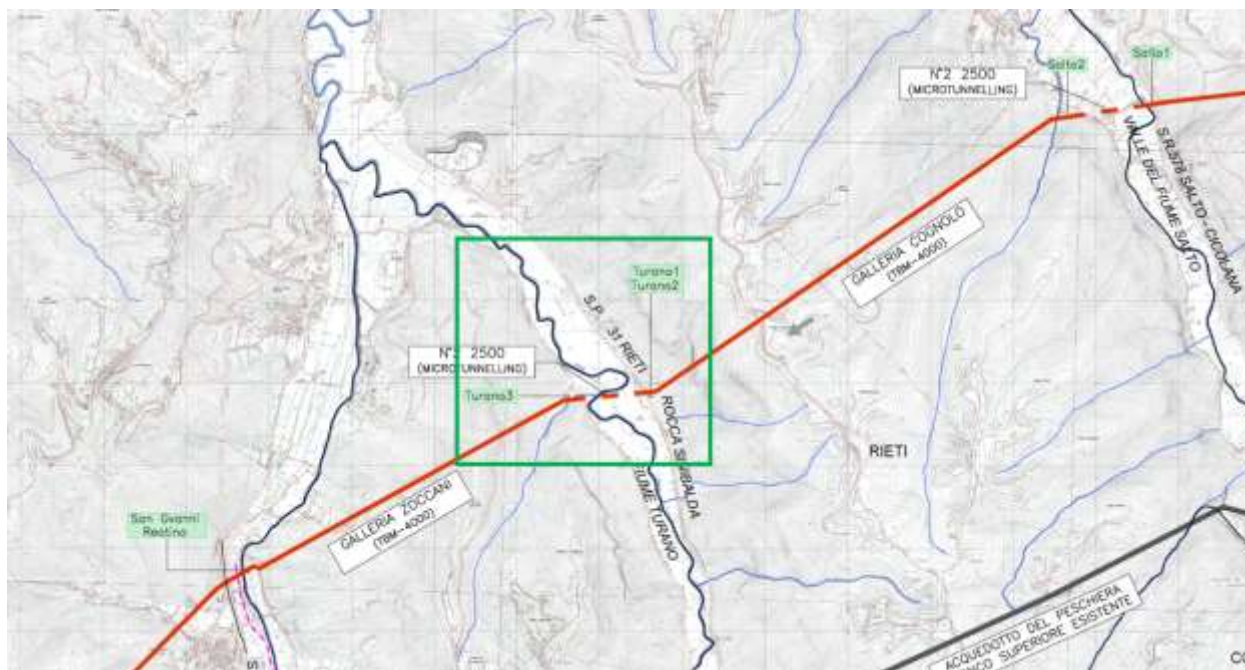


Figure 7-1: Planimetria generale

7.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 3- SAP 2000 Advanced versione 23.1.0 della CSI per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figure 7-2: Licenza SAP 2000

- 4- RC-SEC V.2022.14.1.1056 della Geostru, per la verifica di sezioni di calcestruzzo armato

**Figure 7-3: Licenza RC-SEC**

7.2 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento a quanto riportato in relazione geologica. In particolare, i parametri utilizzati sono di seguito riportati:

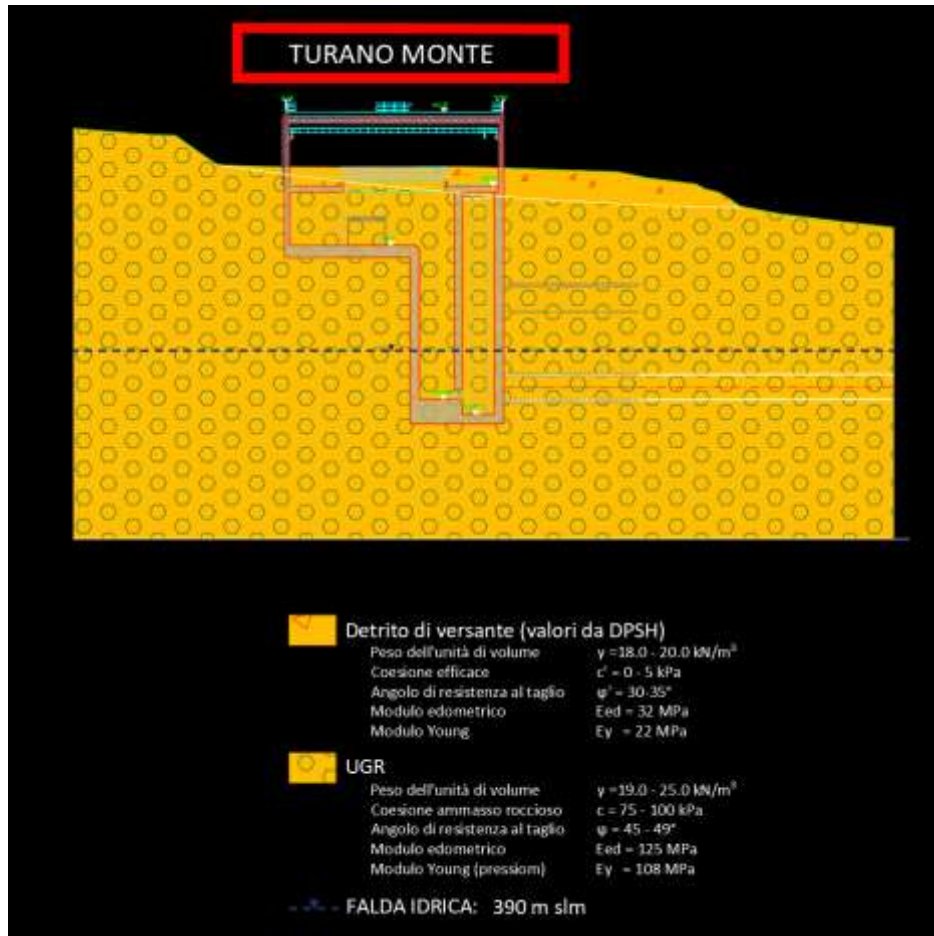


Figure 7-4: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo



Figure 7-5: Ubicazione opera

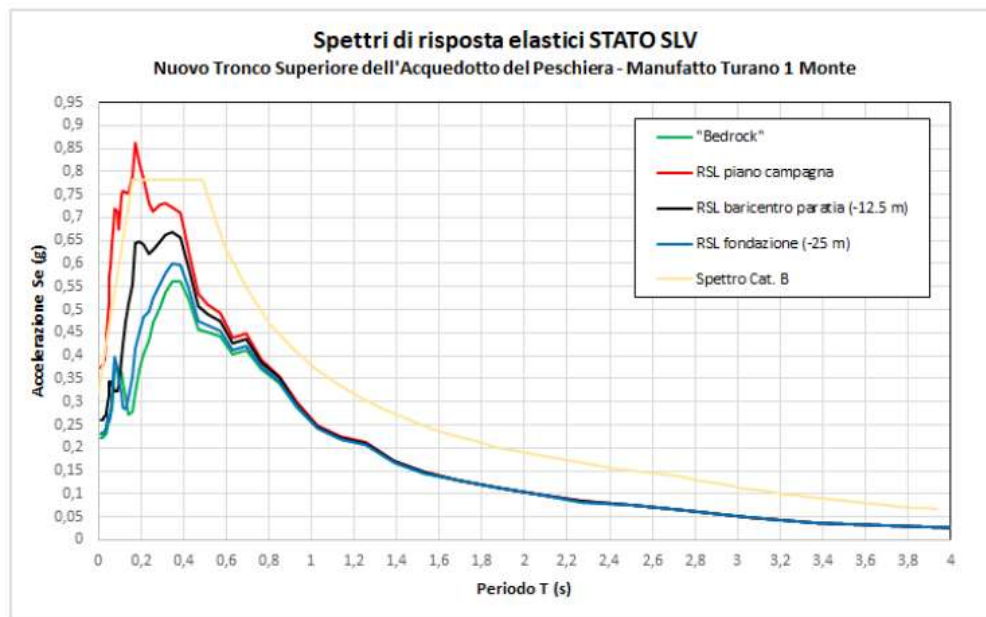
7.3 Inquadramento sismico

Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si assume un valore di VN pari a 100 anni. Vista la rilevanza che l'opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d'uso IV. Inoltre, è opportuno segnalare come l'assunto di opera strategica, e quindi aver assegnato una classe d'uso pari a IV, conferisce all'infrastruttura acquedottista una classe di affidabilità elevata.

Per il manufatto sono stati quindi considerati i seguenti parametri sismici:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84:
Long: 12.884680°
Lat: 42.360441°
- Quota Zero sismico: 407.35m slm (Piano Campagna)

Per gli spettri elastici si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geologica, in particolare agli studi specifici di risposta sismica locale, ed inseriti i valori dello spettro SLV nel modello di calcolo:



7.4 Schema di calcolo

La struttura è stata modellata per mezzo del software ad elementi finiti SAP2000 mediante elementi "plate and shell" per la modellazione di setti verticali ed elementi orizzontali. Di seguito il modello FEM della struttura:

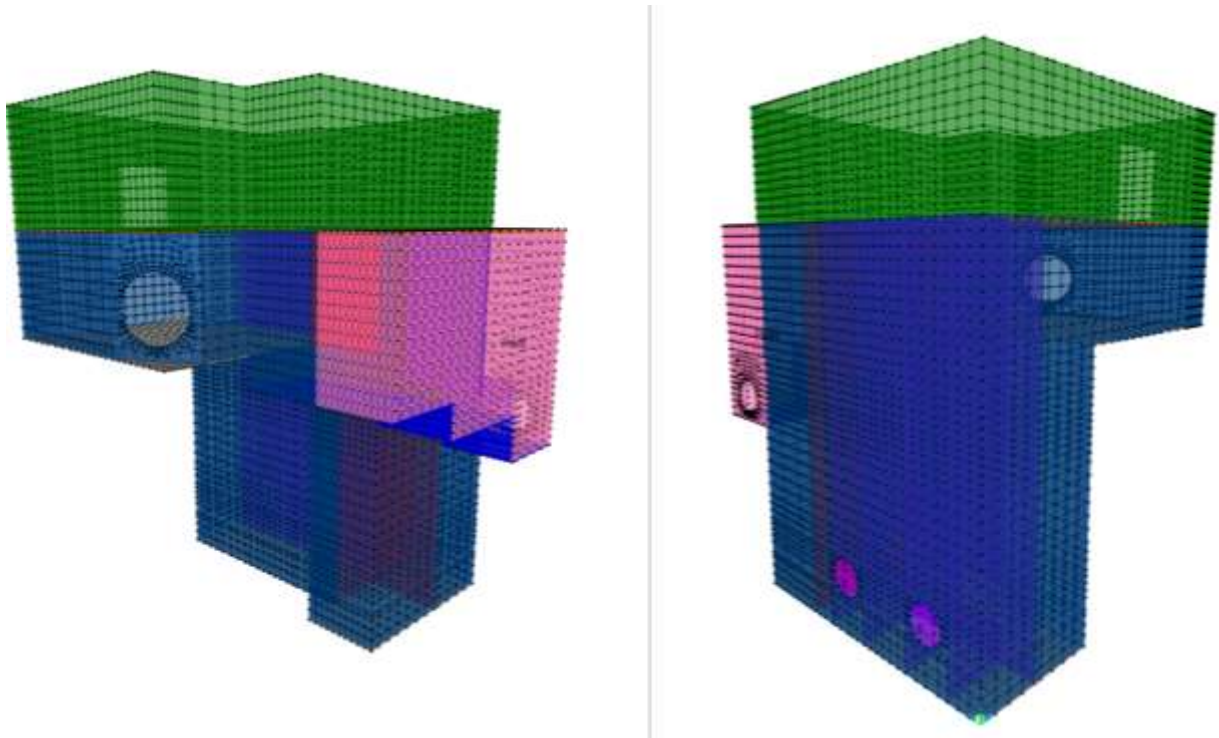


Figure 7-6: Vista estrusa del modello FEM

7.5 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per la struttura.

7.5.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria e i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

7.5.2 Azioni in copertura

Solaio prefabbricato tipo pi greco

PESO PROPRIO

- Peso proprio elementi in c.a.p. = 3.65 kN/m^2

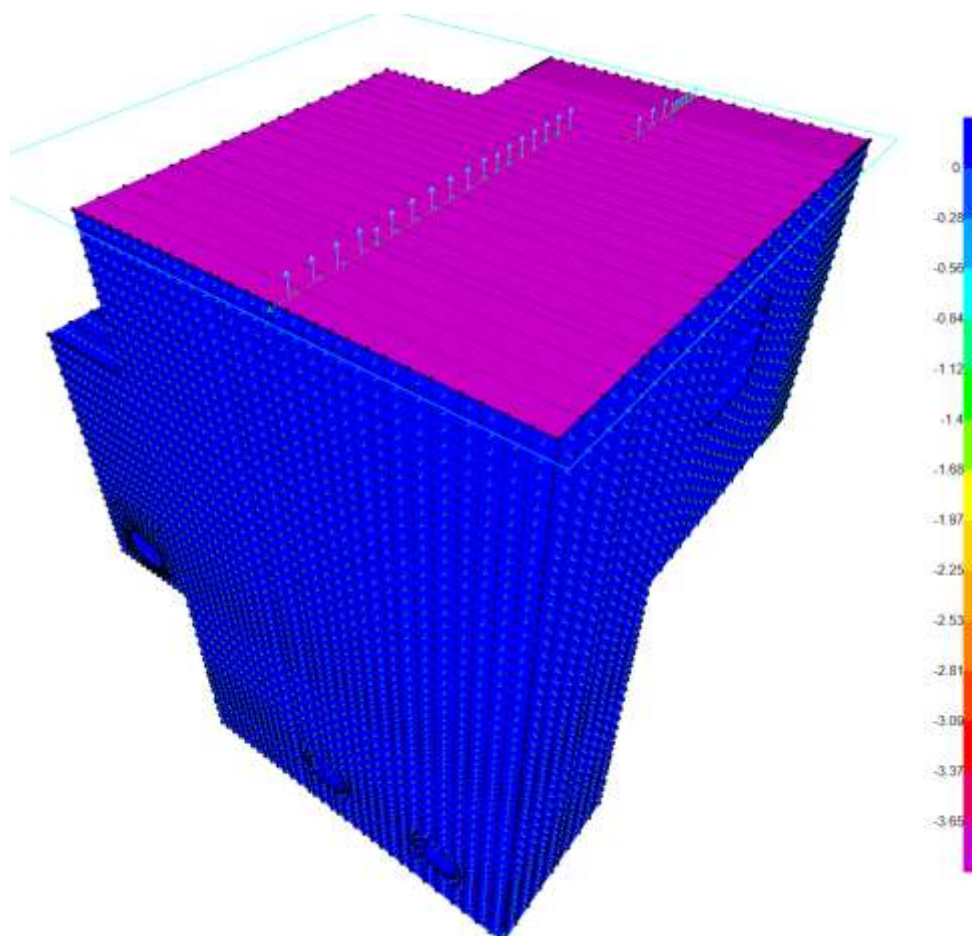


Figure 7-7: Caso di carico "Peso proprio copertura"

Permanente portato

- Soletta di completamento: $0.05 \times 25 = 1.25$ kN/m²
- Massetto pendenze: $0.10 \times 14 = 1.40$ kN/m²
- Guaina: 0.40 kN/m²

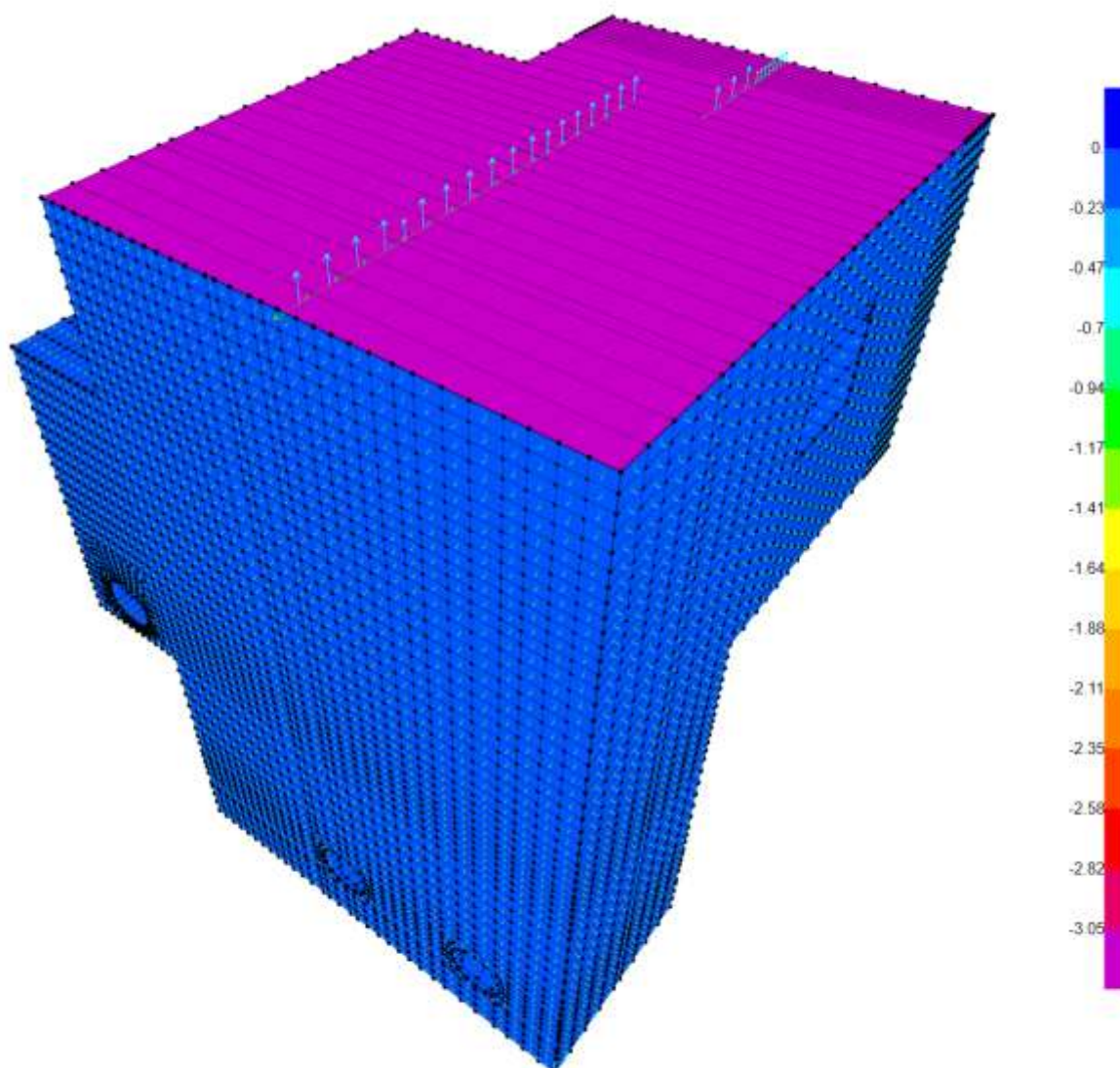


Figure 7-8: Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00$ kN/m²
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.20$ kN/m²

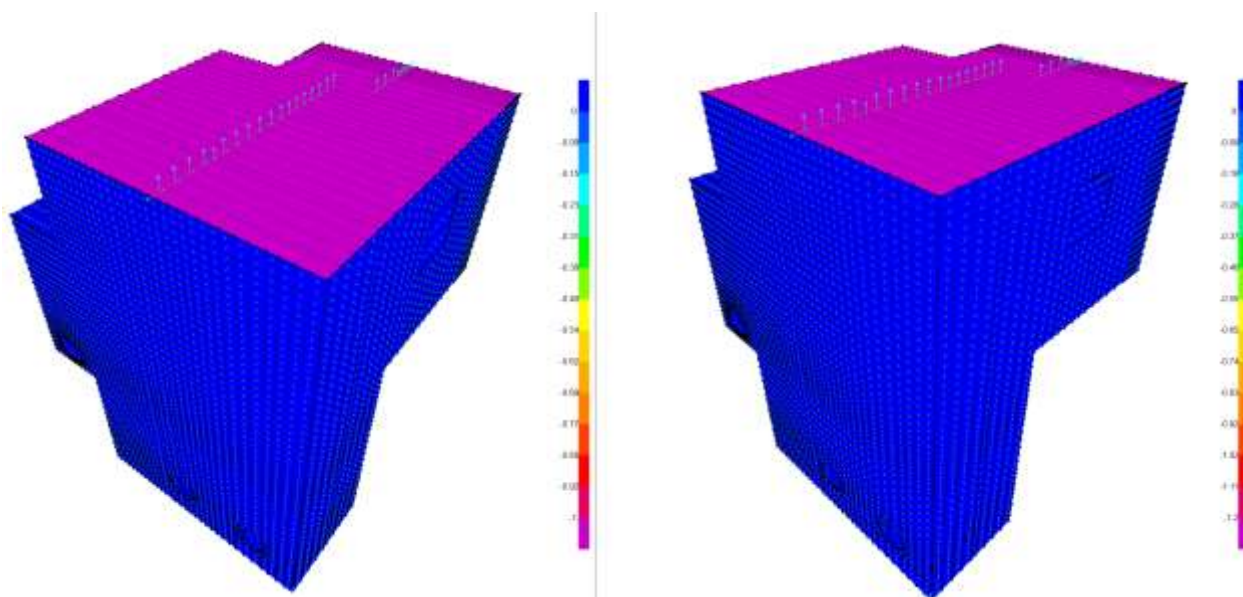


Figure 7-9: Casi di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ " e "Neve $Q_{k,2}$ "

7.5.3 Azioni su orizzontamento a piano campagna

Per il solaio a piano campagna (quota 407.35m s.l.m.) interno al manufatto, si considera oltre al peso proprio, un sovraccarico accidentale dovuto ad eventuali mezzi di 20 kPa. Tale carico viene applicato agli elementi in calcestruzzo. Per il solaio della camera di scarico posto alla stessa quota, si considera un ricoprimento di 50 cm.

- Sovraccarico accidentale mezzi $Q_{k,3} = 20.00$ kPa;
- Ricoprimento: $20 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$

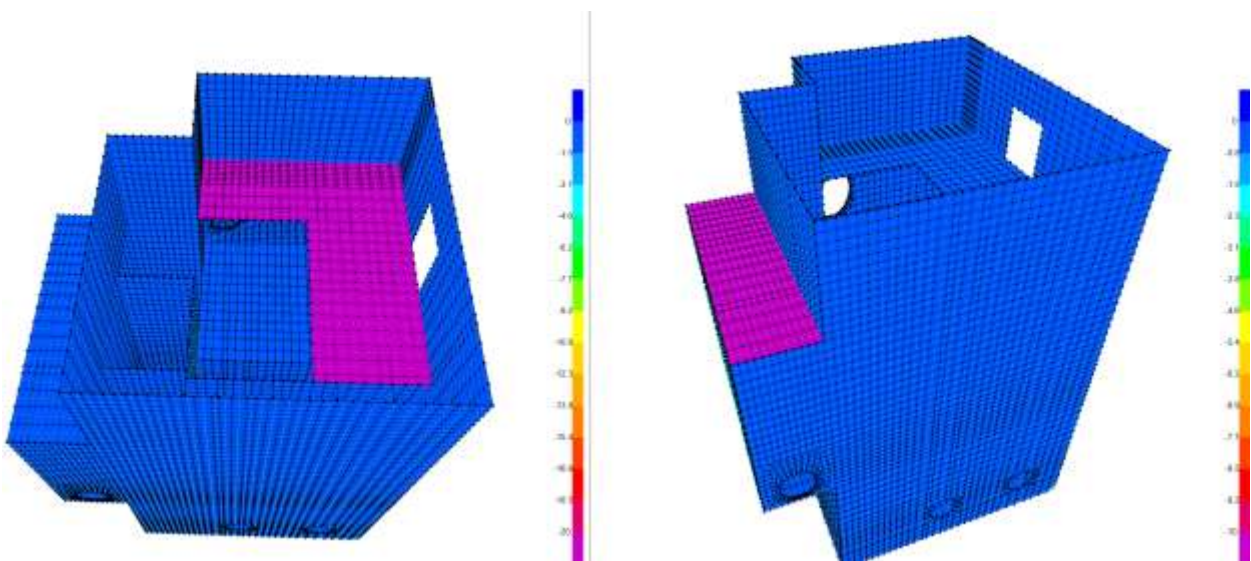


Figure 7-10: Caso di carico "mezzi $Q_{k,3}$ " e "Permanente portato"

In corrispondenza dei setti verticali interni, si considera il peso proprio del grigliato keller e un sovraccarico accidentale di folla di 3 kPa:

- Peso proprio grigliato keller = 1.00kPa
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,4} = 3.00$ kPa

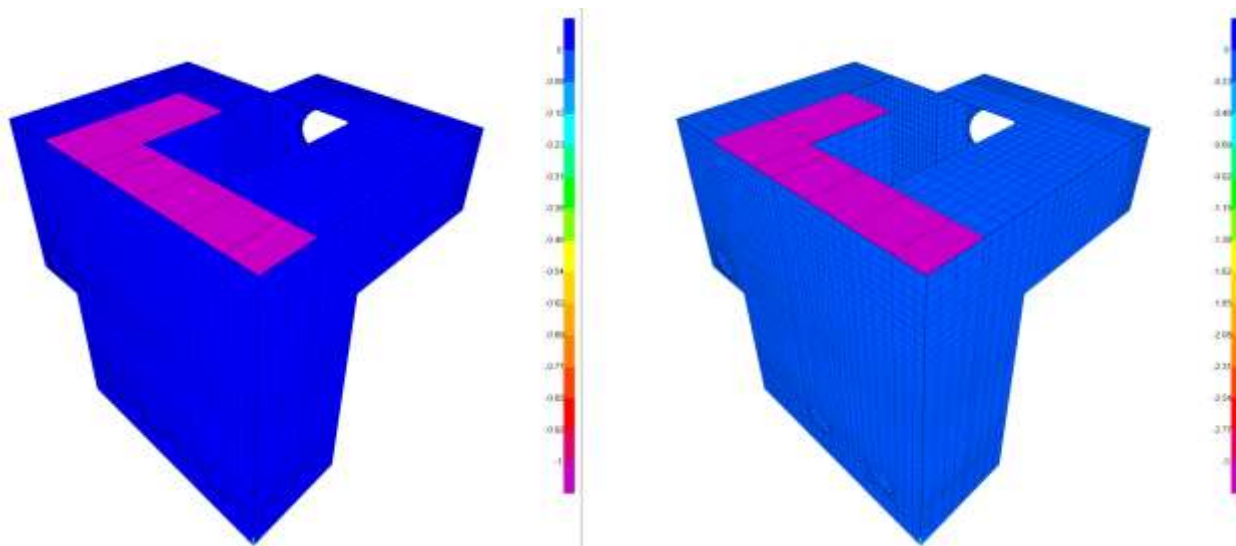


Figure 7-11: Casi di carico "peso proprio grigliato" e "folla $Q_{k,4}$ "

7.5.4 Peso verticale acqua di invaso

Sul piano di fondazione a quota 401.20m s.l.m., in condizioni di esercizio, insiste una pressione verticale dovuta alla presenza dell'acqua di invaso per un'altezza di 2.40m al di sopra del piano orizzontale. In condizioni eccezionali, il livello di invaso può arrivare a 4.50m al di sopra del piano orizzontale:

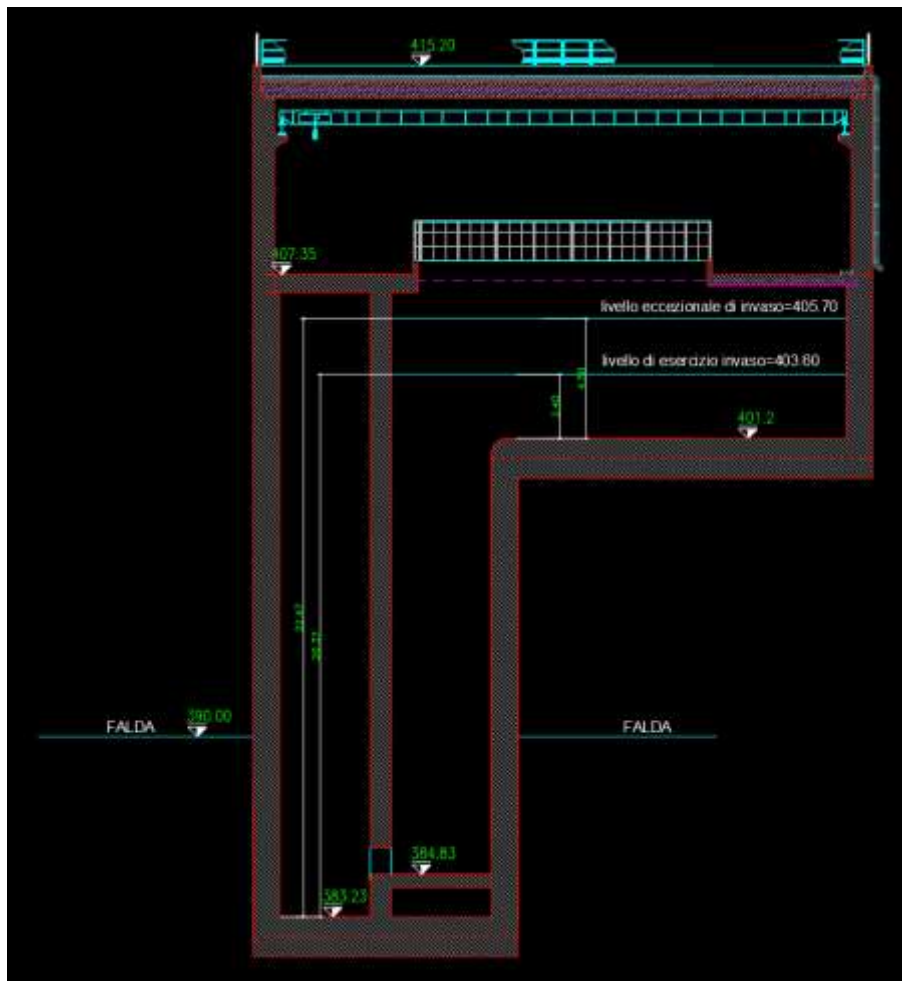


Figure 7-12: Livelli di invaso in condizioni di esercizio ed eccezionali

La pressione verticale dell'acqua d'invaso vale quindi:

- Peso verticale acqua in condizioni di esercizio = $\gamma wxh = 10 \times 2.40 \approx 24 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma wxh = 10 \times 4.50 \approx 45 \text{ kN/m}^2$.

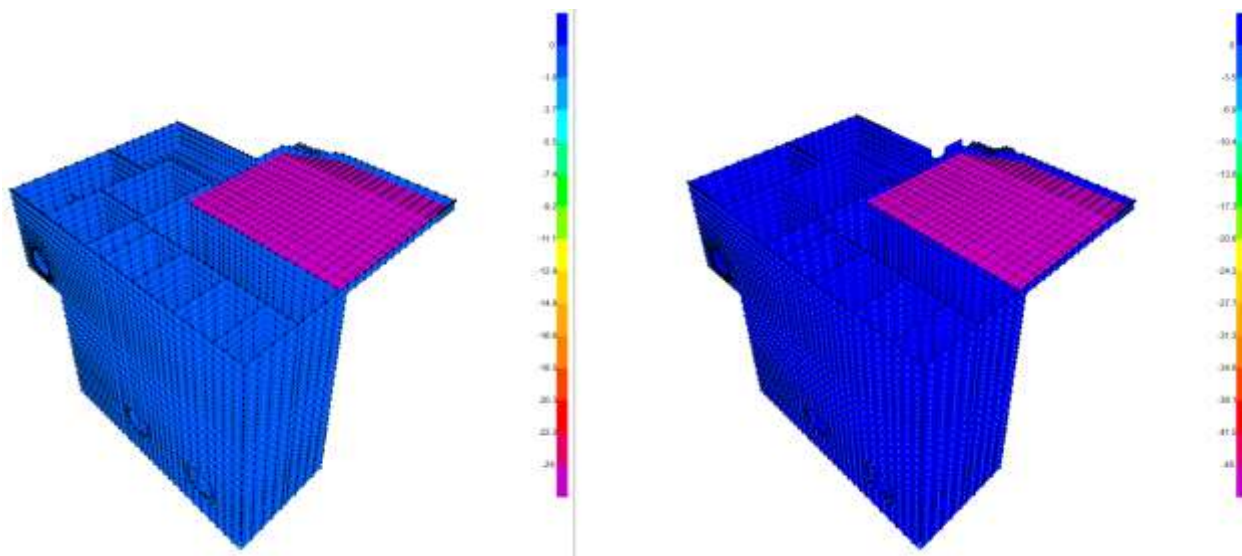


Figure 7-13: Casi di carico "peso verticale acqua di invaso in esercizio" e "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

Con riferimento alla platea di fondazione a quota 383.23m s.l.m., il tirante d'acqua in condizioni di esercizio è pari a 20.37m. In condizioni eccezionali, il livello di invaso può arrivare a 22.47m al di sopra del piano orizzontale.

La pressione verticale dell'acqua d'invaso vale quindi:

- Peso verticale acqua in condizioni di esercizio = $\gamma wxh = 10 \times 20.37 \approx 204 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma wxh = 10 \times 22.47 \approx 225 \text{ kN/m}^2$.

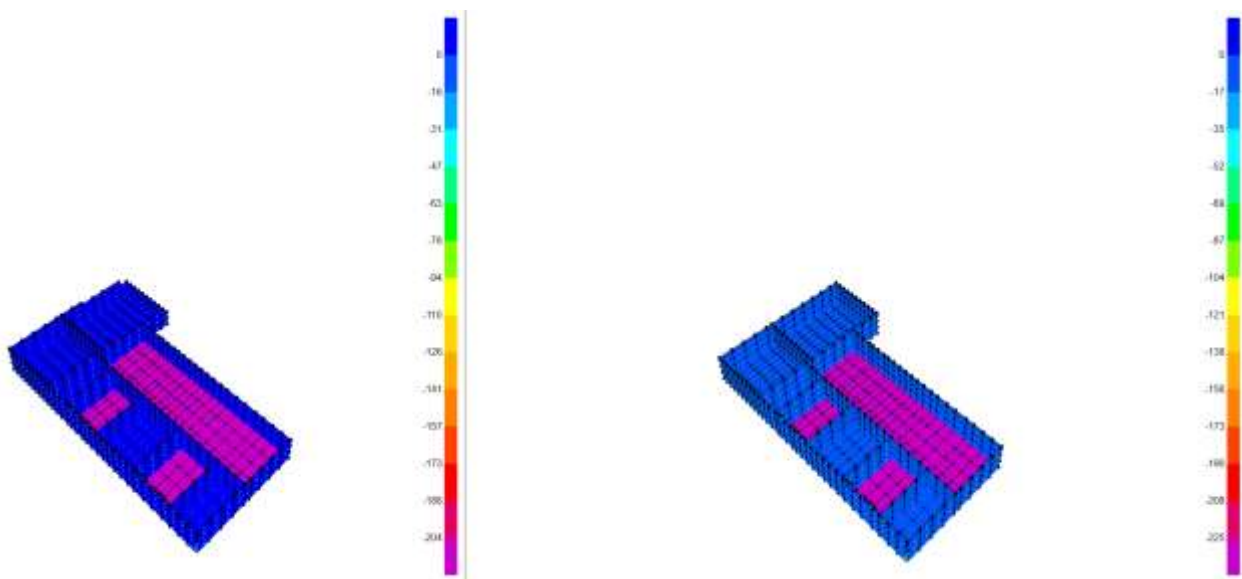


Figure 7-14: Casi di carico "peso verticale acqua di invaso in esercizio" e "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

In condizioni di esercizio la camera di scarico è vuota. In condizioni eccezionali si considera la camera di scarico piena fino a quota 405.70m s.l.m. La pressione verticale dovuta al peso dell'acqua di invaso sarà quindi applicata anche sulla fondazione della camera di scarico:

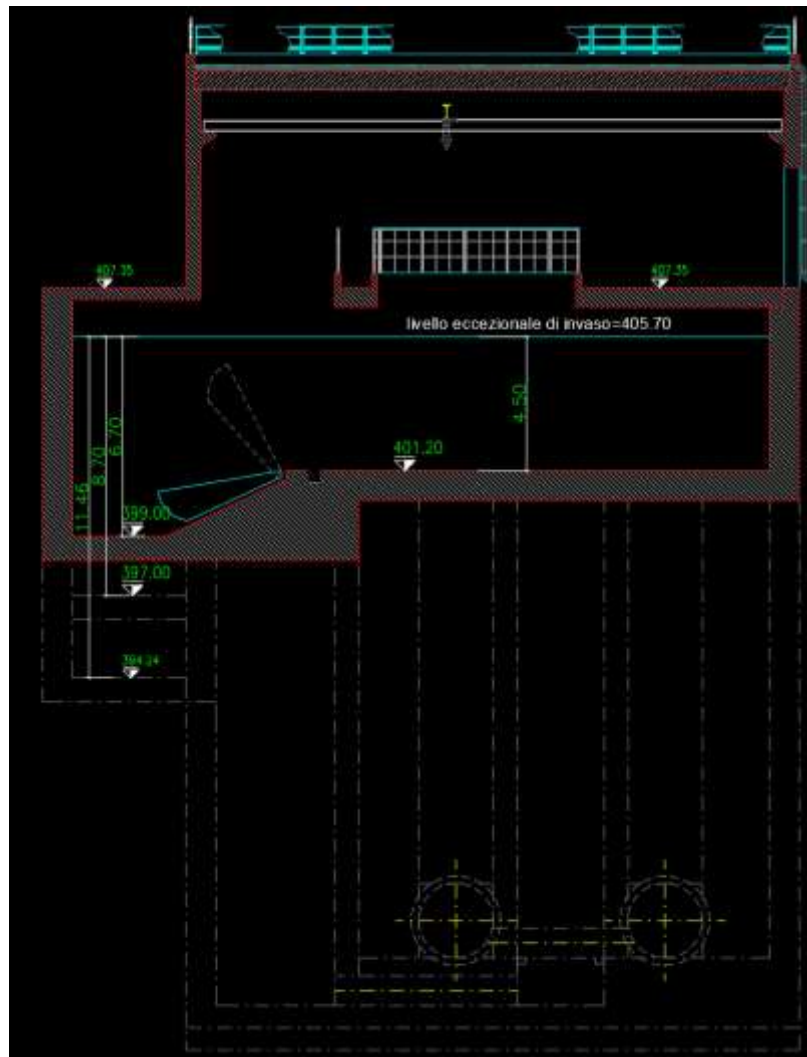


Figure 7-15: Livello di invaso in condizioni eccezionali – Sezione B-B

La pressione verticale dell'acqua sui tre orizzontamenti della camera di scarico vale:

- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma_w x h = 10 \times 11.46 \approx 115 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma_w x h = 10 \times 8.70 \approx 87 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma_w x h = 10 \times 6.70 \approx 67 \text{ kN/m}^2$.

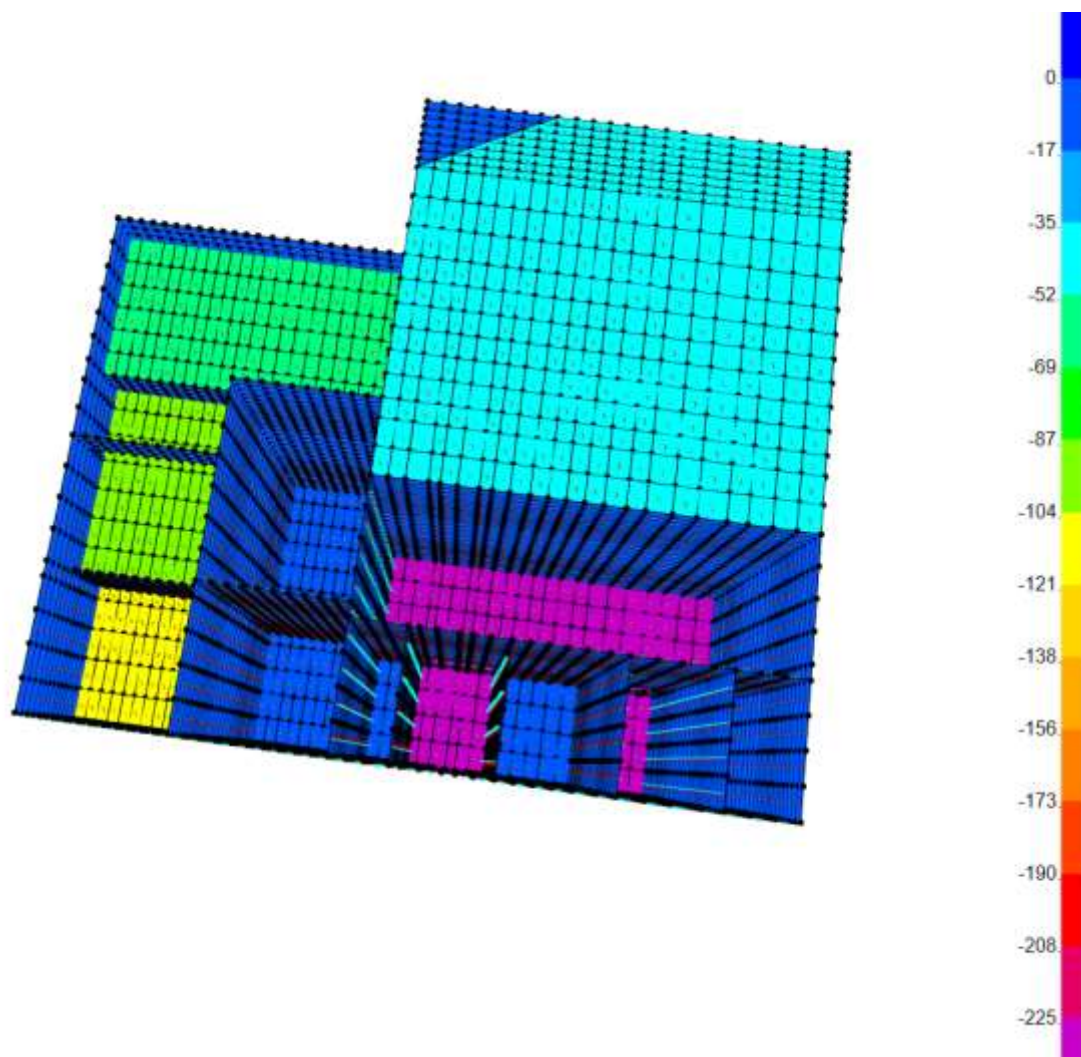


Figure 7-16: Caso di carico "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

7.5.5 Carroponte

All'interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponte per la movimentazione degli organi di manovra. Il carroponte considerato è del tipo "INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE" con una portata massima di 5 t ed una luce di 22.00m. Si riporta di seguito un estratto della scheda tecnica del carroponte considerato:

INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE

20-dic-07

Gruppo strutturale A4 FEM
Vel. scorrimento 40/10 m/min
Vel. traslazione 20/5 m/min

PORTATA GRU t 5

PARANCO OPE 312 4T 10 N - corsa gancio m 9.5 - vel. solli. m/min 4 / 1

LUCE	Peso (¹) kg	Pmax daN	Pmin daN	I	L	C	B	T	D	D1	A	B1	F	H	R
mm	kg	daN	daN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5000	1980	2912	424	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
6000	2140	3036	459	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
7000	2300	3137	496	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
8000	2460	3223	534	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
9000	2620	3300	574	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
10000	2780	3370	614	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
11000	3090	3477	696	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
12000	3260	3542	741	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
13000	3570	3640	822	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
14000	3750	3703	870	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
15000	4030	3788	943	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
16000	4440	3910	1054	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
17000	5170	4117	1260	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
18000	5400	4186	1311	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
19000	5630	4255	1372	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
20000	6380	4463	1573	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
21000	7180	4685	1788	3150	3650	1180	560	420	1060	1190	140	1310	1150	290	200
22000	8520	5052	2150	3700	4250	1180	600	540	1070	1190	150	1470	1150	290	250
23000	8830	5140	2233	3700	4250	1180	600	540	1070	1190	150	1470	1150	290	250

Figure 7-17: Estratto scheda tecnica carroponte

Nel modello di calcolo sono stati applicati due casi di carico, uno simulante il peso del carroponte che fornisce reazioni simmetriche nei due appoggi e uno simulante la presenza del carico da 5t a ridosso di uno dei due appoggi, in accordo alle distanze minime fornite nella scheda tecnica. Dal momento che il punto di applicazione del carico è eccentrico rispetto all'asse della parete verticale, sarà applicato al modello un'azione verticale ed un momento fuori piano della parete:

Azioni per effetto del peso proprio del carroponte:

$$VA=VB=85.20/2=42.60 \text{ kN}$$

$MA=MB=42.60 \times 0.70 = 30.00 \text{ kNm}$ (0.70 è la distanza tra il punto di applicazione della forza e l'asse della parete).

Azioni per effetto del carico da 5t (carico posizionato a distanza $D=1.07\text{m}$ secondo indicazioni scheda tecnica):

$VA=47.00 \text{ kN}$; $MA=33.00 \text{ kNm}$;

$VB=3.00 \text{ kN}$; $MB= 2.10 \text{ kNm}$.

Considerando una lunghezza di ripartizione di circa 1.50m misurata in corrispondenza dell'asse della parete verticale, nel software di calcolo saranno applicati dei carichi a metro lineare:

Azioni per effetto del peso proprio del carroponete:

$VA=VB=42.60/1.50=28.40 \text{ kN/m}$

$MA=MB= 30.00/1.50=20.00 \text{ kNm/m}$

Azioni per effetto del carico da 5t:

$VA=47.00/1.50= 31.00 \text{ kN/m}$;

$MA=33.00/1.50=22.00 \text{ kNm/m}$;

$VB=3.00/1.50=2.00 \text{ kN/m}$;

$MB= 2.10/1.50=1.40 \text{ kNm/m}$.

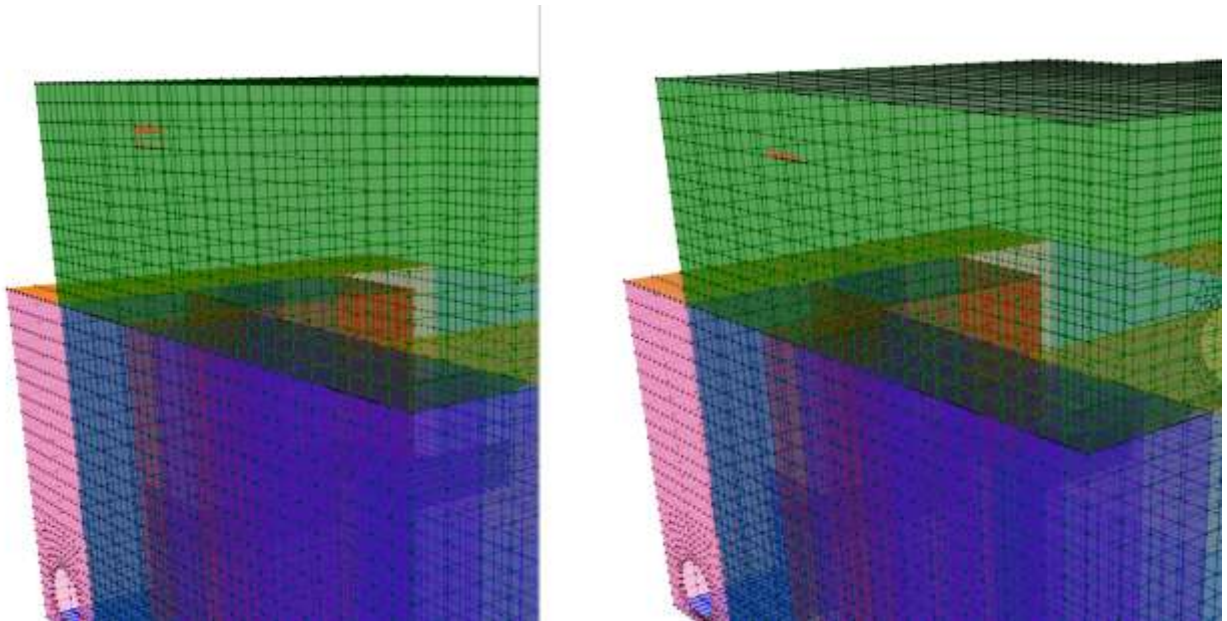


Figure 7-18: VA ed MA applicati alla parete di sinistra per effetto del peso proprio del carroponete

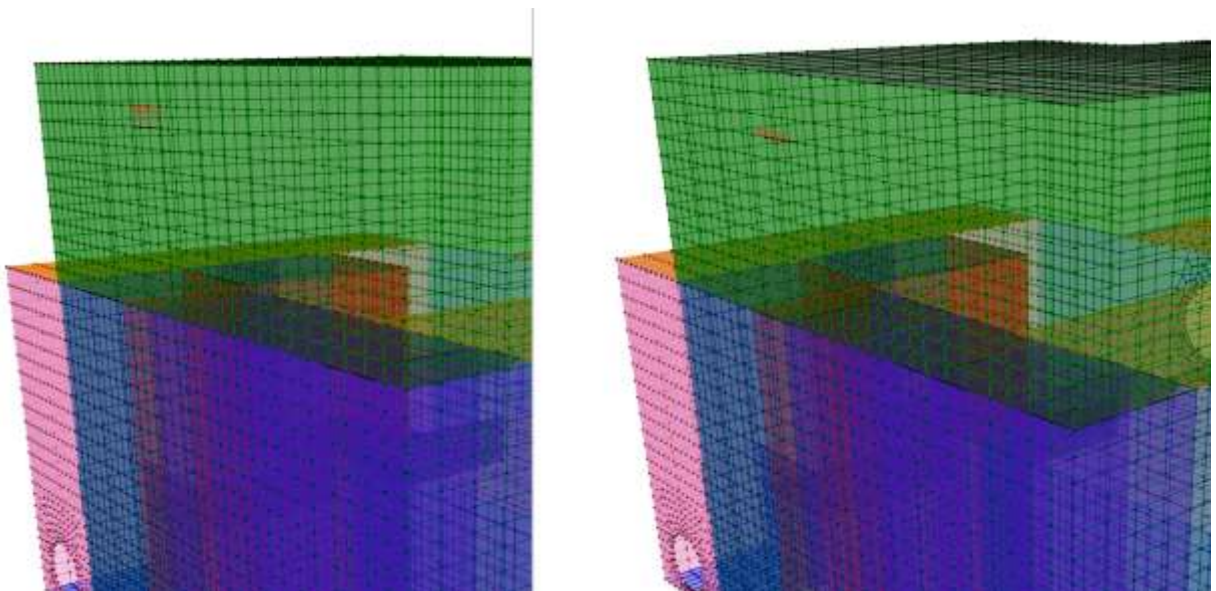


Figure 7-19: VA ed MA applicati alla parete di sinistra per effetto del peso di 5t

7.5.6 Spinta statica del terreno

La spinta statica del terreno sulle pareti al di sotto del piano campagna è stata valutata in condizioni di spinta a riposo.

La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in presenza di falda (Q_f , quota della falda):

per profondità $z < Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f))$$

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell'unità di volume del terreno;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$;
- γ_{sat} , peso saturo dell'unità di volume del terreno;
- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- k_0 , coeff. di spinta a riposo = $1 - \sin\phi$.

La falda è a quota 390m s.l.m.

In accordo al profilo geotecnico, l'unità che esercita la spinta orizzontale sul manufatto è la UGR. Si riporta di seguito l'andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchietto riepilogativo del calcolo delle stesse:

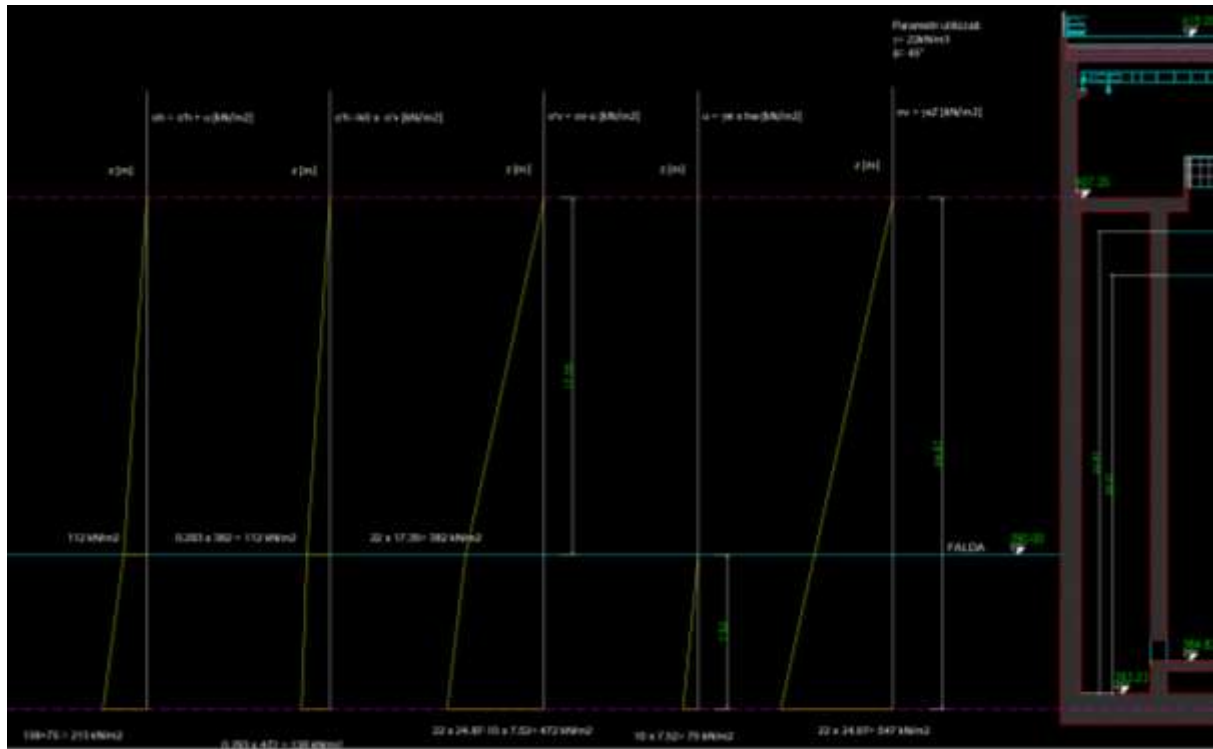


Figure 7-20: Andamento tensioni orizzontali totali

G1 spinta orizzontale del terreno sulle pareti verticali

	spessore [m]	hw [m]	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	ϕ [°]	k0	σ_v [kPa]	u [kPa]	σ'_v [kPa]	σ'_h [kPa]	σ_h [kPa]
strato 1	24.87	7.52	22	10	45	0.293	547	75	472	138	213

Figure 7-21: Andamento tensioni orizzontali totali

Si riporta di seguito l'applicazione nel software di calcolo:

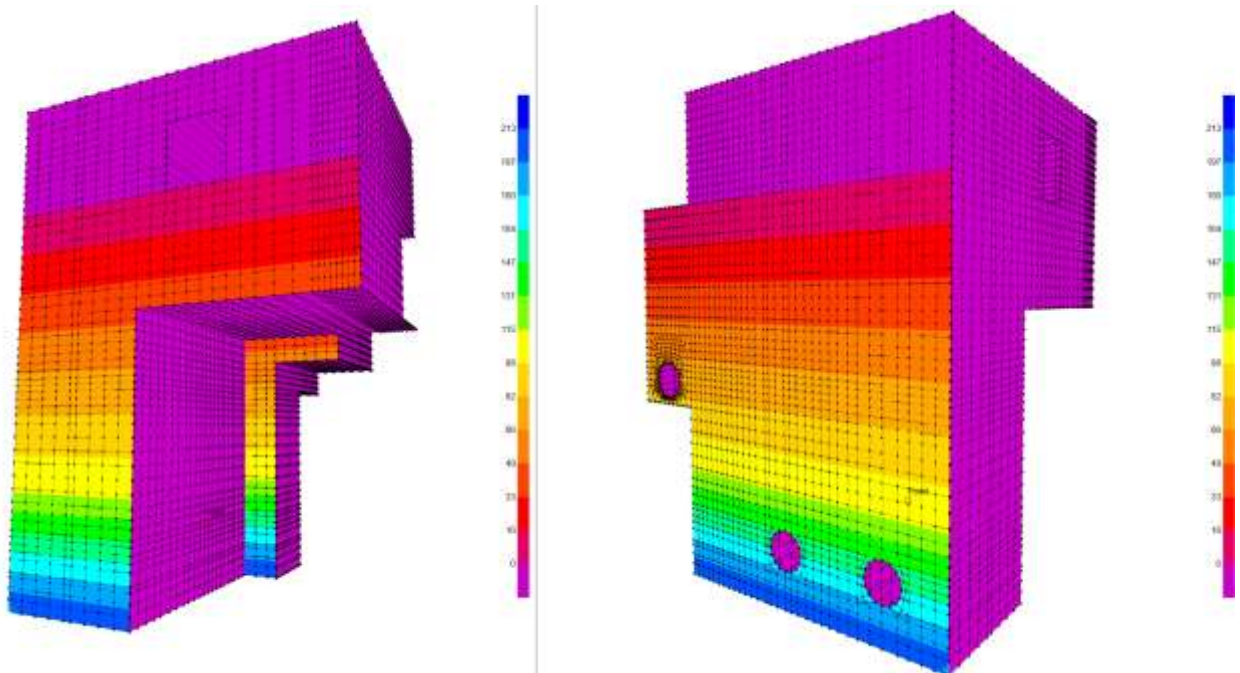


Figure 7-22: Spinta del terreno lato sud-ovest

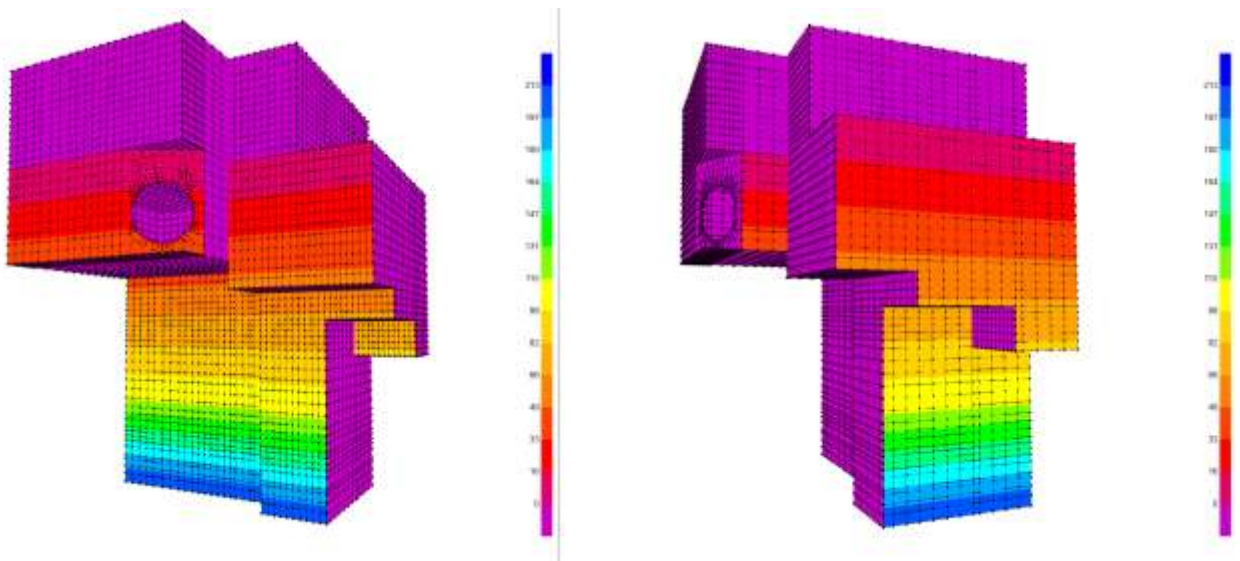


Figure 7-23: Spinta del terreno lato nord - est

7.5.7 Spinta statica dell'acqua di invaso

All'interno del manufatto, è presente un tirante d'acqua che vale 20.37m in condizioni di esercizio e 22.47m in condizioni eccezionali. L'altezza del tirante è misurata rispetto al piano di fondazione a quota 383.23m s.l.m.

La spinta statica dell'acqua d'invaso nella vasca è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$P_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

dove:

- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- z' , profondità dal livello d'invaso.

Sono state considerate le seguenti configurazioni di invaso:

- condizione di esercizio: battente idrico a quota 403.60m s.l.m. e camera di scarico vuota (per tale condizione sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche);
- condizione di scarico: manufatto vuoto;
- condizione eccezionale: battente idrico a quota 405.70m s.l.m. (camera di scarico piena).

A titolo di esempio si riporta di seguito l'applicazione delle pressioni al modello per la condizione in esercizio che prevede l'applicazione di una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times 20.37 \approx 204$ kPa. Nel modello di calcolo è stato considerato anche il caso eccezionale in cui l'altezza del tirante è pari a 22.47m. In queste condizioni è stata applicata una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times 22.47 \approx 225$ kPa.

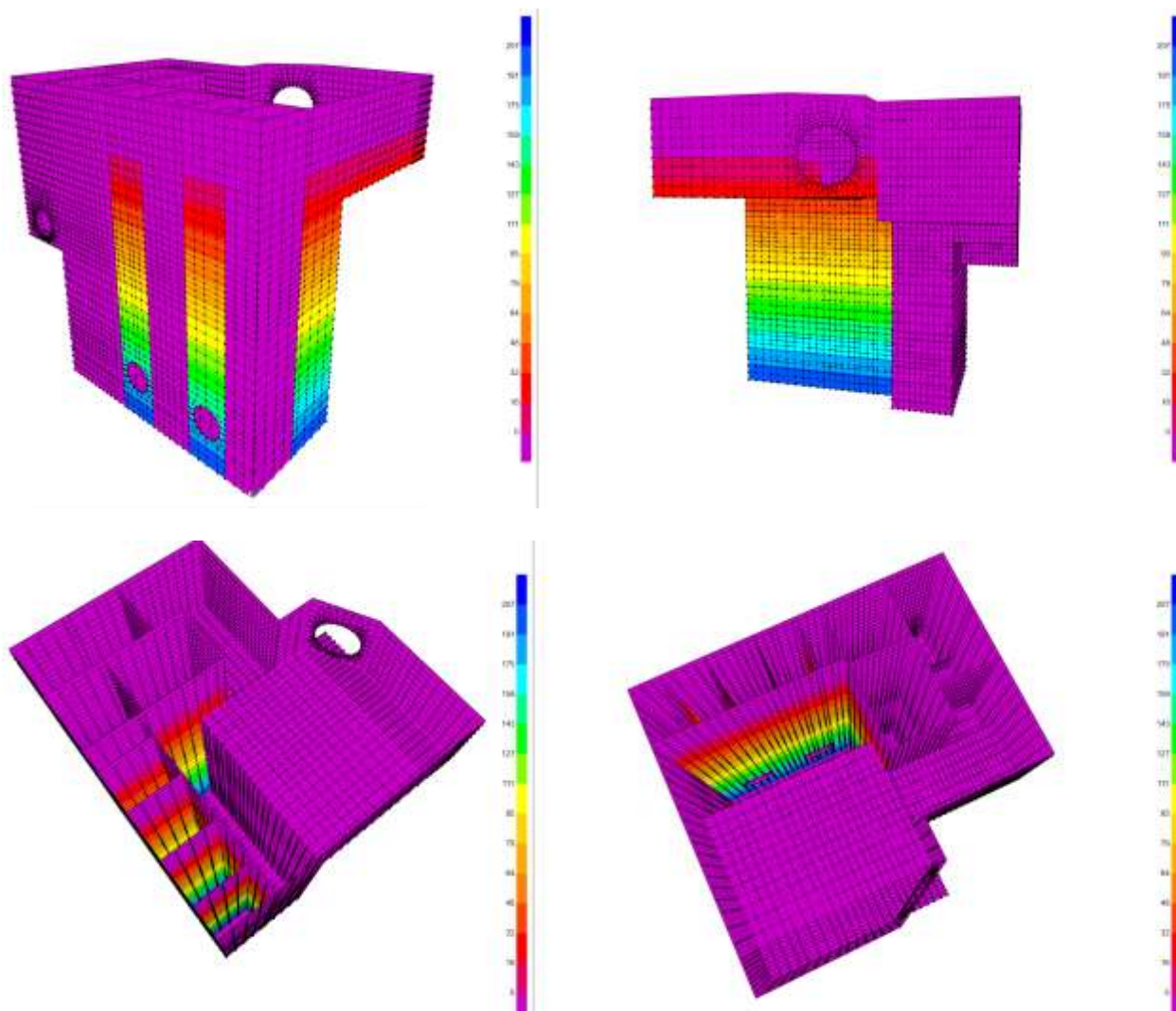


Figure 7-24: Spinta acqua di invaso in condizioni di esercizio

7.5.8 Peso panconi

Si considera il peso dei panconi di chiusura del microtunneling, della camera di scarico e della Galleria Cognolo sui relativi orizzontamenti. Si assume un peso del pancone di 4.5t ovvero 45 kN. Per il microtunneling si considera una larghezza del pancone di 3.00m, mentre per la galleria e per la camera di scarico si considera una larghezza del pancone di 4.50m. Nel modello di calcolo sarà applicato un carico distribuito pari a $45/3.00=15$ kN/m, disposti in corrispondenza delle aperture del microtunneling e un carico distribuito pari a $45/4.50=10$ kN/m, disposti in corrispondenza dell'apertura della galleria e all'ingresso della camera di scarico. Di seguito l'applicazione dei carichi al modello:

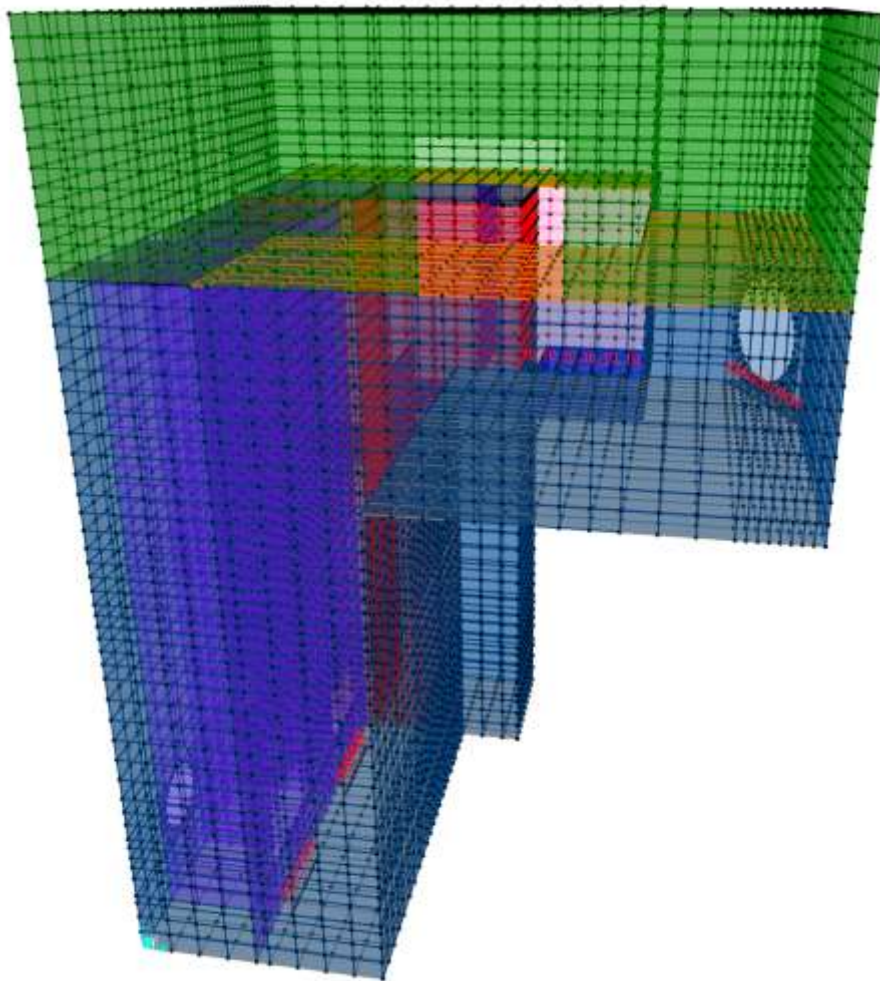


Figure 7-25: Peso panconi

7.5.9 Spettri di progetto

Lo spettro di progetto è stato implementato sul modello di calcolo utilizzando lo spettro proveniente dall’analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) sul piano di coordinate $S_e(g)$ e T , per gli stati limite di riferimento SLD ed SLV.

Spettro di Risposta SLD

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico RSL allo SLD in direzione X e Y, implementato nel modello FEM:

TURANO 1 - MONTE_SLD_pc	
T [sec]	Se[g]
0.0100	0.1676
0.0110	0.1678
0.0122	0.1681
0.0134	0.1685
0.0148	0.1690
0.0164	0.1696
0.0181	0.1703
0.0199	0.1710
0.0220	0.1719
0.0243	0.1737
0.0268	0.1774
0.0296	0.1801
0.0327	0.1859
0.0361	0.1984
0.0398	0.2059
0.0439	0.2085
0.0485	0.2270
0.0535	0.2439
0.0590	0.2919
0.0652	0.3233
0.0719	0.3612
0.0794	0.3451
0.0876	0.4047
0.0967	0.4332
0.1067	0.4812
0.1178	0.4422

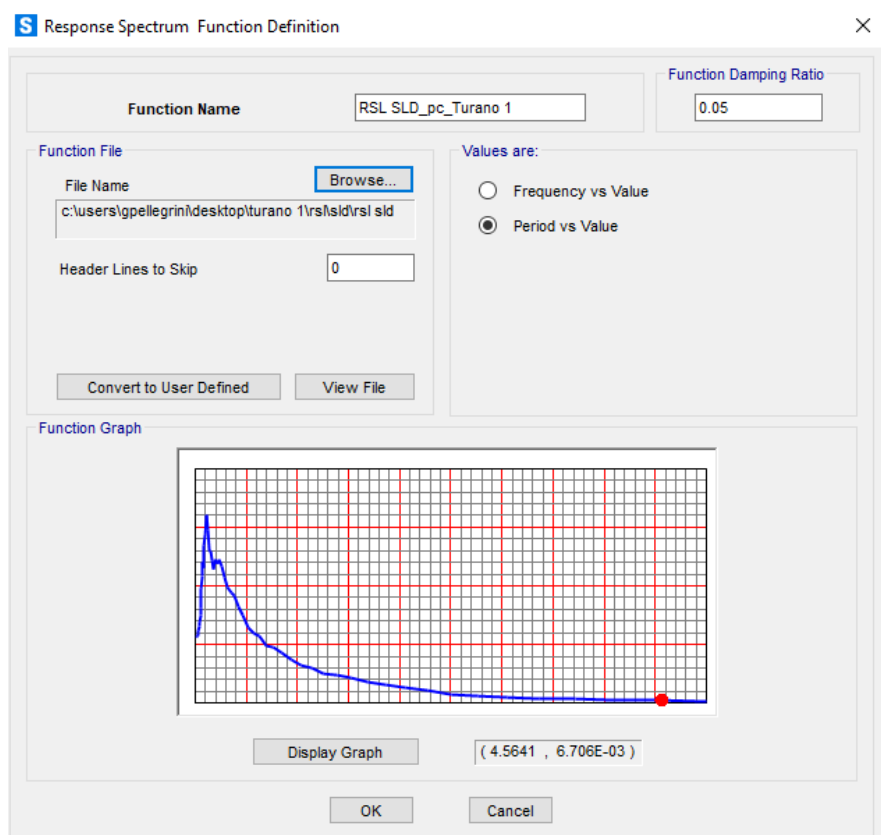


Figure 7-26: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLD

Spettro di Risposta SLV

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico SLV in X e in Y, implementato nel modello FEM per l'analisi lineare pseudostatica:

TURANO 1 - MONTE _SLV_pc	
T [sec]	Se[g]
0.0100	0.3738
0.0110	0.3742
0.0122	0.3746
0.0134	0.3752
0.0148	0.3759
0.0164	0.3767
0.0181	0.3777
0.0199	0.3786
0.0220	0.3811
0.0243	0.3844
0.0268	0.3873
0.0296	0.3911
0.0327	0.4009
0.0361	0.4273
0.0398	0.4418
0.0439	0.4808
0.0485	0.5176
0.0535	0.5735
0.0590	0.5960
0.0652	0.6423

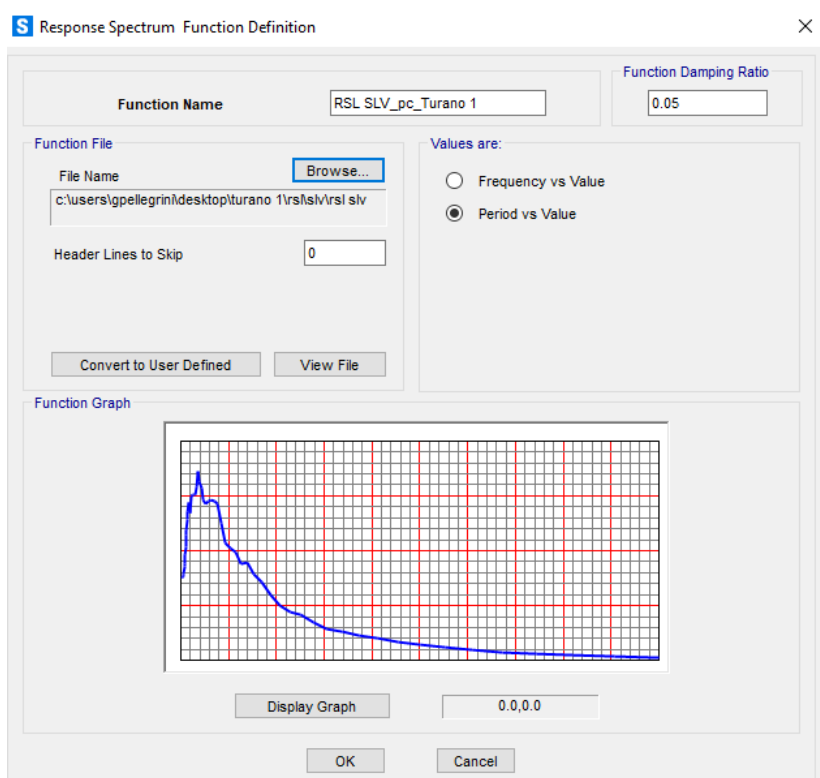


Figure 7-27: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLV

La struttura è stata considerata non dissipativa, in accordo con il par.7.3.1 delle NTC2018 lo spettro di progetto allo SLV, derivante dalle analisi di RSL, è stato abbattuto utilizzando un fattore di struttura $q=1.5$.

7.5.10 Analisi strutturale sismica

L'azione sismica è stata valutata prendendo in considerazione le analisi di risposta sismica locale (RSL). In particolare, l'analisi utilizzata per il calcolo delle azioni in fase sismica nel modello FEM è di tipo statico lineare e prevedono:

- per la porzione del manufatto fuori terra l'applicazione dello spettro di risposta al p.c. (individuato come zero sismico), a seconda dello stato limite e derivante dall'analisi RSL;
- nel verso di applicazione dell'azione sismica per la porzione interrata l'interazione struttura-paratia-terreno è stata tenuta in conto considerando un incremento alla Wood proporzionale all'accelerazione in corrispondenza di $T=0$ nello spettro di risposta derivante da RSL posto al baricentro della paratia. Tali azioni sono state applicate direttamente al modello FEM a seconda del verso imposto da ciascuna combinazione sismica;
- nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler;
- analogamente a quanto ipotizzato per l'incremento di spinta dinamica del terreno, le azioni inerziali interne alla struttura sono state tenute in conto avvalendosi dell'accelerazione corrispondente a periodo nullo nello spettro di risposta derivante da RSL in corrispondenza del baricentro della paratia. (ad esempio, per l'incremento dinamico della pressione idraulica si è utilizzata la formula di Westergaard con kh pari ad ag).

Di seguito si riporta il calcolo e l'applicazione al modello dei vari contributi di incremento dinamico.

Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Per quanto riguarda l'incremento della spinta del terreno in fase dinamica, il valore dell'accelerazione da tenere in conto per l'applicazione della formula di WOOD risulta pari a:

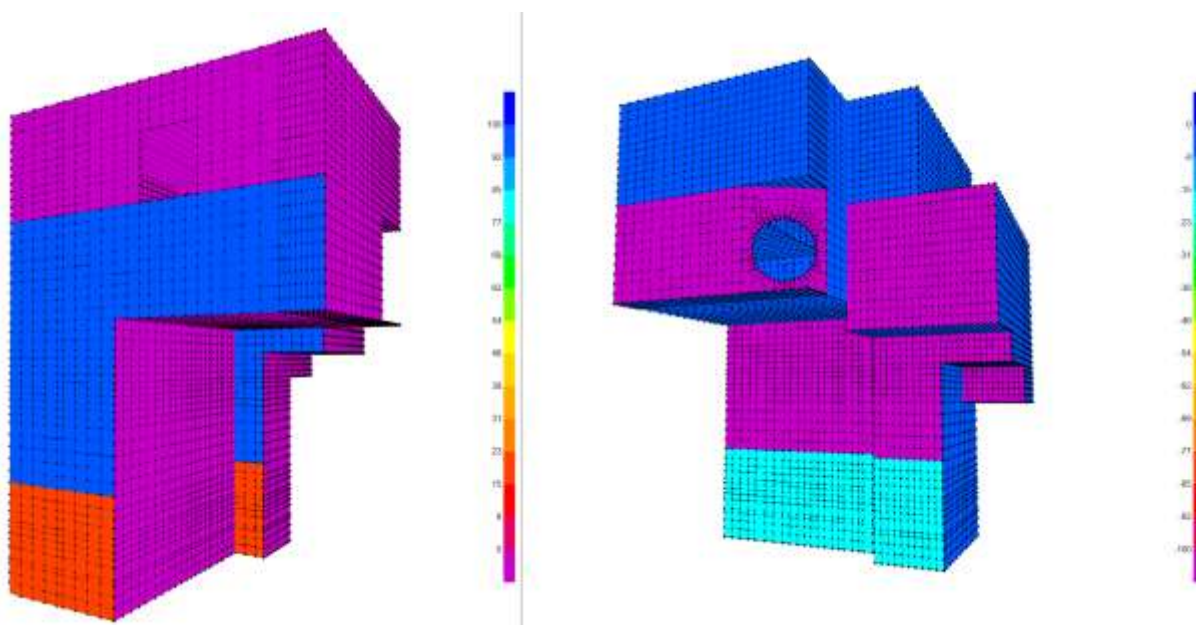
- $ag/g=0.26$, valore dell'accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD		
$kh=ag/gxSsxSt=$	0.26	
γ mediato [kN/m ³]	22	
H [m] sopra falda	17.35	
ΔPw sopra falda= $kh\gamma xh=$	99	kN/m ²
γ_w [kN/m ³]	10	
γ' mediato [kN/m ³]	12	
H [m] sotto falda	7.52	
ΔPw sotto falda= $kh\gamma' xh=$	23	kN/m ²

Figure 7-28: Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

A titolo di esempio si riporta l'applicazione della sovraspinta implementata nel software agente in direzione -X e +Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione +X e -Y:



***Figure 7-29: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione -
x (a dx) e +y (a sx)***

Incremento spinta idrostatica in fase dinamica

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca è valutato integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

Data la presenza di falda è stato considerato anche il relativo incremento della spinta in fase dinamica.

Falda

$$P_{\max} (z=7.52\text{m}) = 7/8 \times 0.26 \times 10 \times (7.52 \times 7.52)^{0.5} = 17 \text{ kPa}$$

A titolo di esempio si riporta l'applicazione al modello in direzione -X e +Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione +X e -Y:

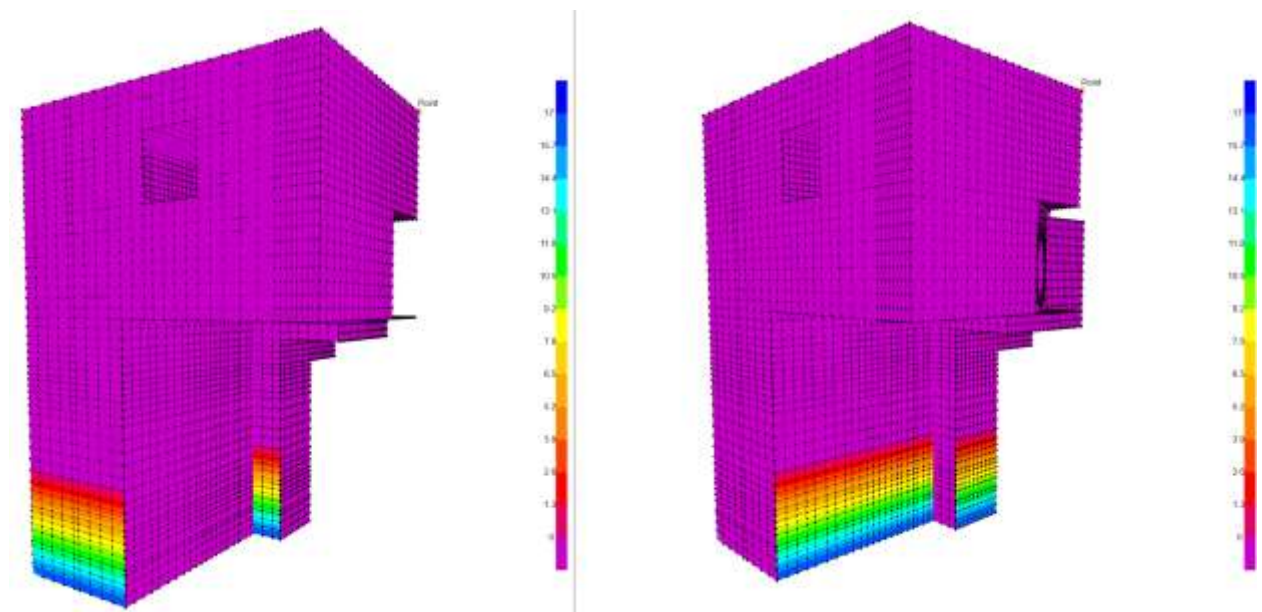


Figure 7-30: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione -y (a) e +x (b)

Invaso

$$P_{\max} (z=20.37\text{m}) = 7/8 \times 0.26 \times 10 \times (20.37 \times 20.37)^{0.5} = 46 \text{ kPa}$$

A titolo di esempio si riporta l'applicazione al modello in direzione -X e +Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione +X e -Y:

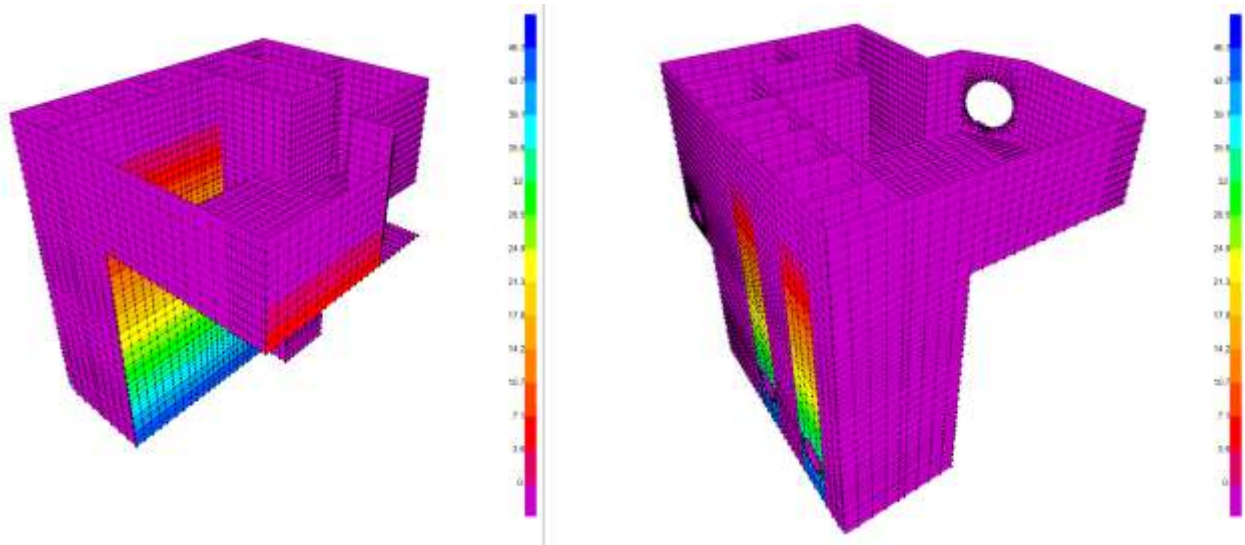


Figure 7-31: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione -x

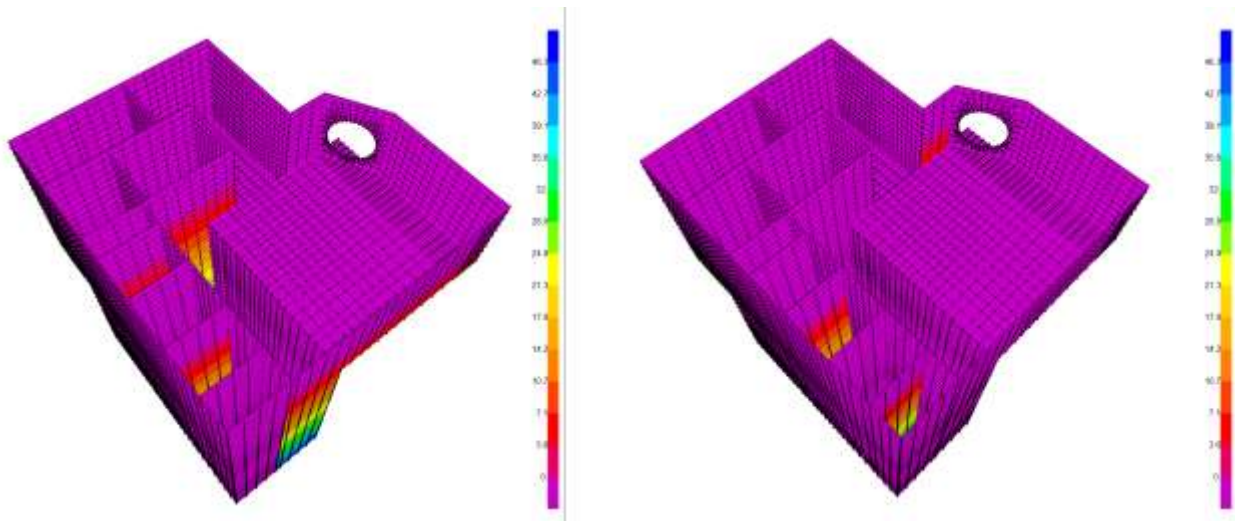


Figure 7-32: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione +y

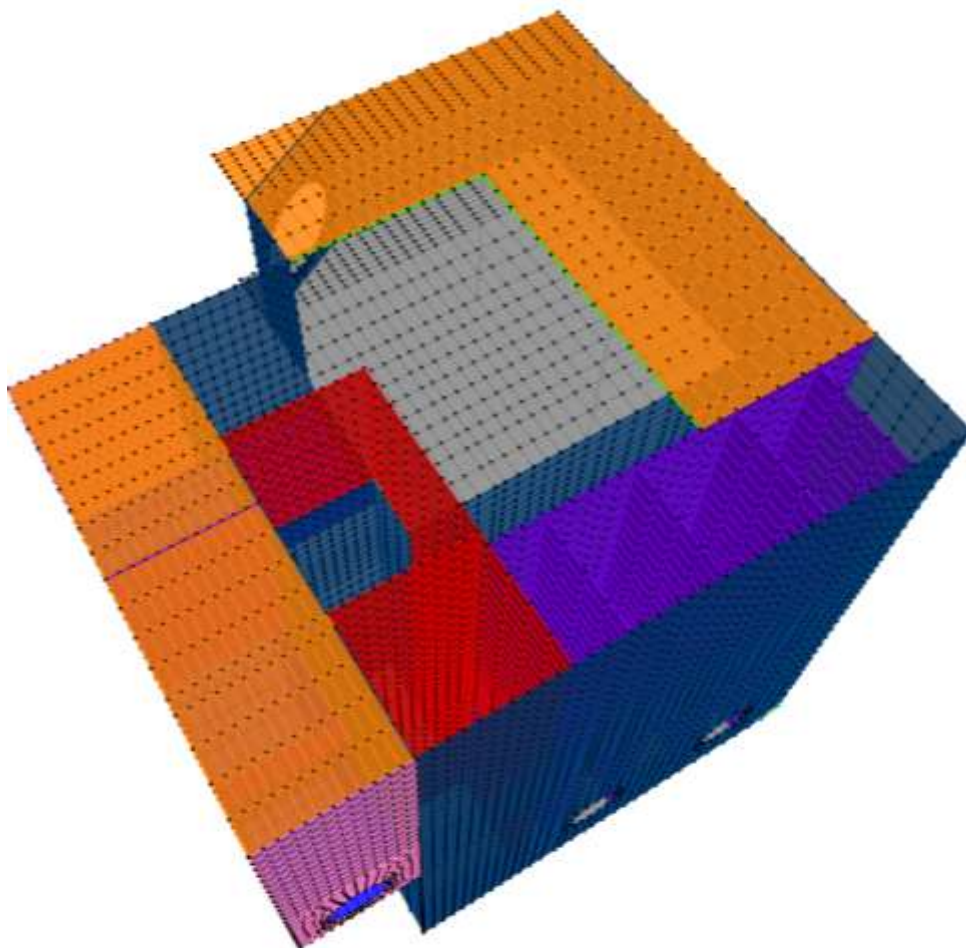


Figure 7-33: vista estrusa a qta 407.35m s.l.m.

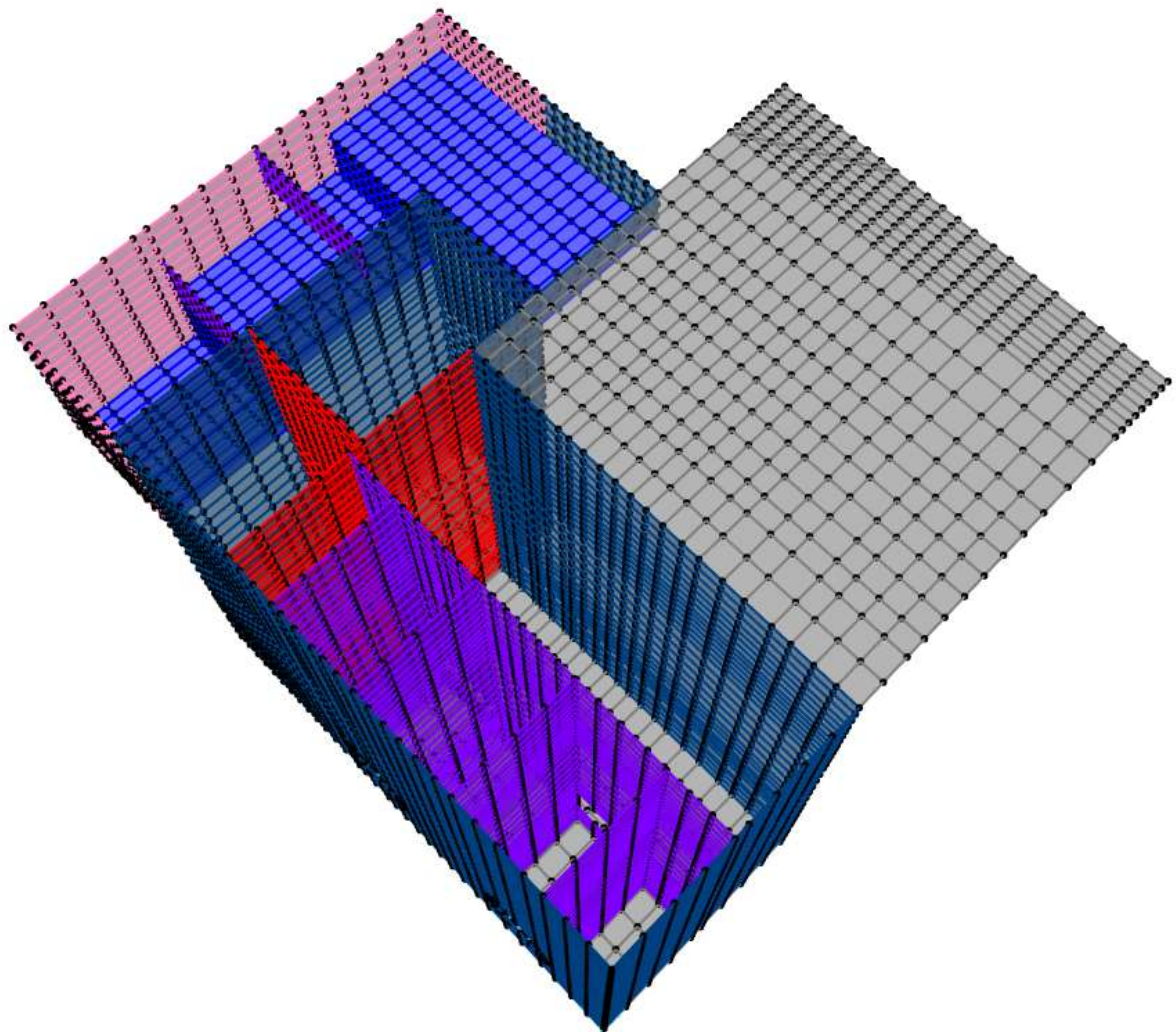


Figure 7-34: vista estrusa a qta 401.20m s.l.m.

7.6 Valutazione della costante di sottofondo

Per l'analisi della costante di sottofondo si riporta di seguito il valore adottato avendo eseguito una preliminare valutazione con diverse formulazioni: Vesic (1961), Bowles, per quest'ultimo si considerino le formule:

$$\begin{cases} k_v = A_s + B_s Z^n \\ A_s = C(\gamma N_{q,s} + 0.5\gamma B N_{\gamma,s}) \\ B_s Z^n = C(\gamma N_{q,s}) Z^n \end{cases}$$

Il piano di imposta della fondazione a quota 381.73m s.l.m. è a 25.42m di profondità rispetto al piano campagna:

Molla verticale in fondazione a z=-25.42m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = 1879180 \text{ kN/m}^3$$

C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	75	kN/m ²	coesione
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi =$	133.87		
S_c	1		
ϕ	45	°	angolo di resistenza a taglio
γ	22	kN/m ³	peso unità di volume
B	9.95	m	larghezza fondazione
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi =$	200.81		
s_γ	1		
$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} =$	134.87		
s_q	1		
n	0.5		
Z	25.42	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	9.95	m	
$c' \cdot N_c \cdot s_c =$	10040.53805		
$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma =$	21978.73778		
$A_s =$	1280771		
$\gamma \cdot N_q \cdot s_q =$	2967.224494		
$B_s =$	118689		

7.7 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione **fondamentale**, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **quasi permanente**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione **eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

- stato limite di fessurazione;
- stato limite delle tensioni di esercizio;
- stato limite di deformazione.

Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall'azioni dei carichi. Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l'ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell'elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δs_m .

Per le strutture contenenti liquidi si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di formazione delle

fessure, mentre, per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_1 = 0.2$ mm.

Per le altre tipologie di strutture si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_1 = 0.2$ mm e $w_2 = 0.3$ mm.

Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti.

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara;}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanenti;}$$

La tensione massima σ_s nell'acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Stato limite di deformazione

Le deformazioni di un elemento o di una struttura devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I limiti di deformazione da imporre alla struttura, in linea di principio, non dovranno superare i valori per i quali si possono verificare inconvenienti agli elementi collegati alla struttura aventi comportamento fragile (vetrate, tramezzature, pavimentazioni, etc.). In altri casi i limiti possono essere imposti per assicurare il

corretto funzionamento di macchinari o impianti. Seppur in via indiretta, il controllo delle deformazioni permette anche di limitare vibrazioni fastidiose.

Orientativamente, la norma ISO 4356 indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, etc.) per i quali si ritiene che frecce inferiori a 1/250 della luce, indotte da carichi quasi permanenti, non compromettano l'aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di 1/500 della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.

Nelle strutture in cemento armato devono considerarsi anche le componenti di deformazione differita del calcestruzzo quali il ritiro e la viscosità.

Per travi con sezione rettangolare o ad esse assimilabili aventi luce non superiore a 10 m e per piastre rettangolari, si può omettere la verifica di deformabilità purché i rapporti luce/altezza risultino inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (nel caso delle piastre rettangolari la luce è la minore dimensione in pianta).

Condizioni di vincolo	l/h
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

Figure 7-35: – Snellezza limite

Di seguito si riportano le combinazioni di carico che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidzze interne e di carichi esterni.

MANUFATTO TURANO 1 MONTE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO				MANUFATTO PIENO ECCEZIONALE
	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	ECCEZIONALE 1
DEAD	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Peso proprio copertura	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Permanente portato in copertura	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Permanente ricoprimento	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Grigliato Keller	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Carroponte	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.50	1.50	1.50	1.50	-
Spinta terreno	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.30	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.30	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-
Peso verticale acqua invaso eccezionale	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Spinta acqua invaso eccezionale	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 7-36: – Combinazioni di carico allo SLU ed Eccezionali

MANUFATTO TURANO 1 MONTE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO			
	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Qk,1 manutenzione copertura	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 7-37: – Combinazioni di carico allo SLE in RARA

MANUFATTO TURANO 1 MONTE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO			
	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6	FREQ 7	FREQ 8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80	0.90

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 7-38: – Combinazioni di carico allo SLE in Frequente

MANUFATTO TURANO 1 MONTE	MANUFATTO PIENO	MANUFATTO VUOTO
	QP 1	QP 2
DEAD	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00
Permanente ricoprimento	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00
Panconi	-	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	-
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 7-39: – Combinazioni di carico allo SLE in Quasi Permanente

MANUFATTO TURANO 1 MONTE	MANUFATTO PIENO							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
sisma x +	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
sisma x -	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30
sisma y +	0.30	0.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
sisma y -	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Nel caso di carico "sisma x" o "sisma y" si intendono considerati tutti i contributi, ovvero:

- 1) azione sismica in direzione x e y per la struttura fuori terra
- 2) incremento di spinta del terreno in direzione x e y secondo wood
- 3) incremento associato alle masse in direzione x e y degli elementi strutturali interrati
- 4) incremento idrodinamico per l'acqua di falda
- 5) incremento idrodinamico per l'acqua di invaso

Figure 7-40: – Combinazioni di carico Sismiche

7.8 Criteri di verifica

I risultati delle simulazioni numeriche in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali sono riportati in allegato alla presente relazione, per le combinazioni di carico relative sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio. Nei capitoli che seguono vengono forniti i risultati derivanti solo per alcune combinazioni di carico, per tutti gli altri risultati si può far riferimento ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

7.8.1 Orientamento degli assi locali per gli elementi shell

L'orientamento degli assi locali 1 e 2 è determinato dalla relazione tra l'asse locale 3 e l'asse globale Z:

- il piano locale 3-2 viene preso verticale, cioè parallelo all'asse Z;
- l'asse locale 2 viene preso in direzione positiva verso l'alto (+Z) a meno che la shell non sia orizzontale nel qual caso l'asse locale 2 è preso orizzontale diretto lungo la direzione globale +Y;
- l'asse locale 1 è sempre orizzontale cioè giace in un piano parallelo al piano XY.

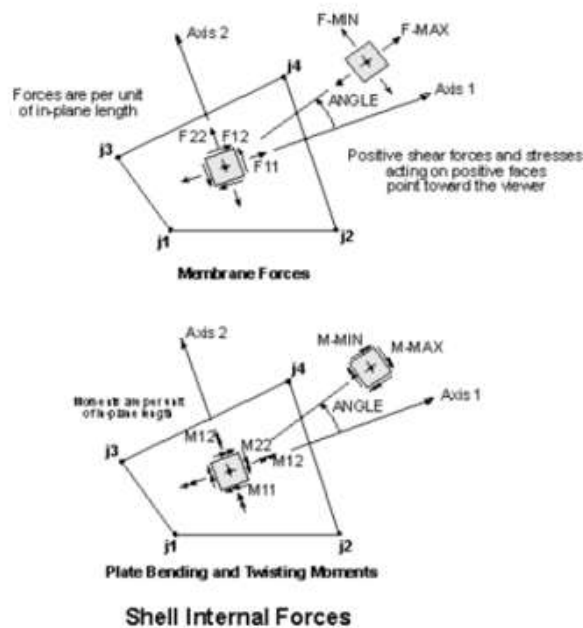


Figure 7-41: – Orientamento assi locali

7.8.2 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Fondazione a quota 383.23m s.l.m.

Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione a quota 383.23m s.l.m.

Involuppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

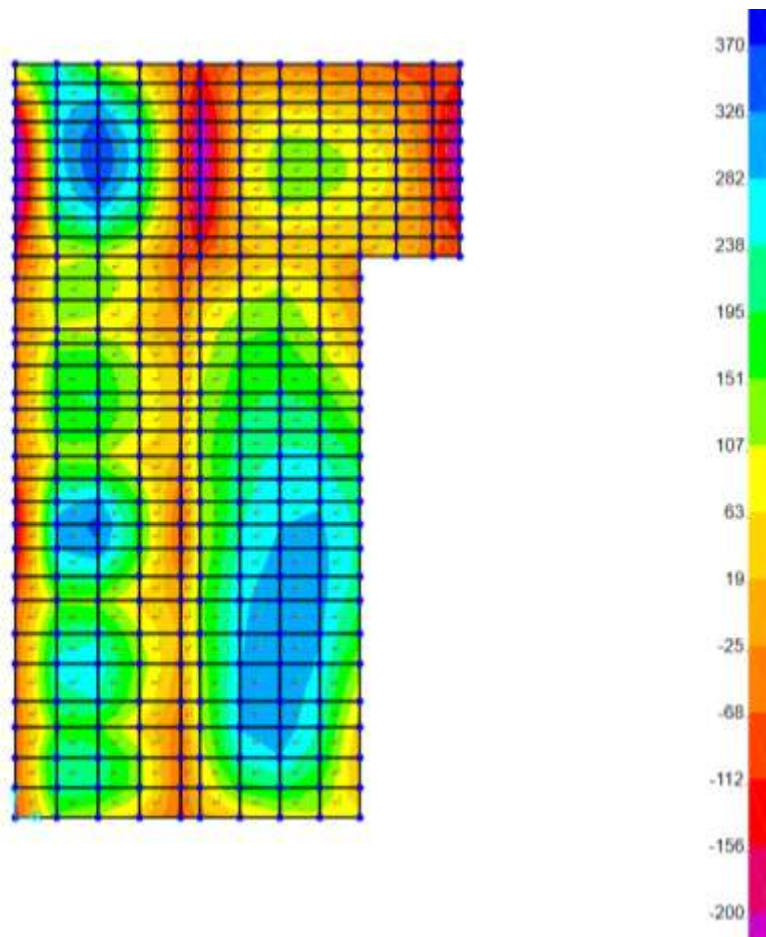


Figure 7-42: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

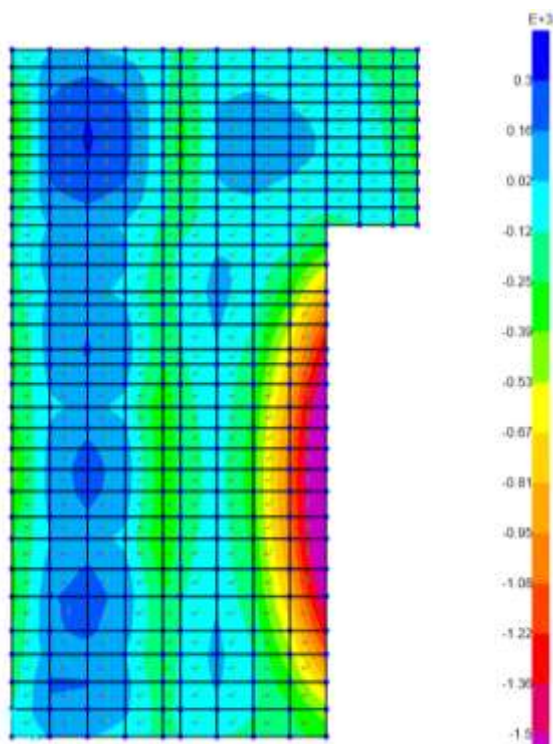


Figure 7-43: - M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

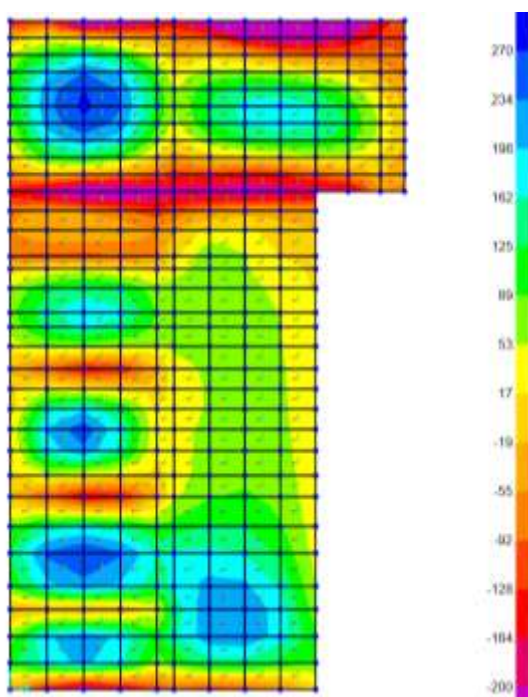


Figure 7-44: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

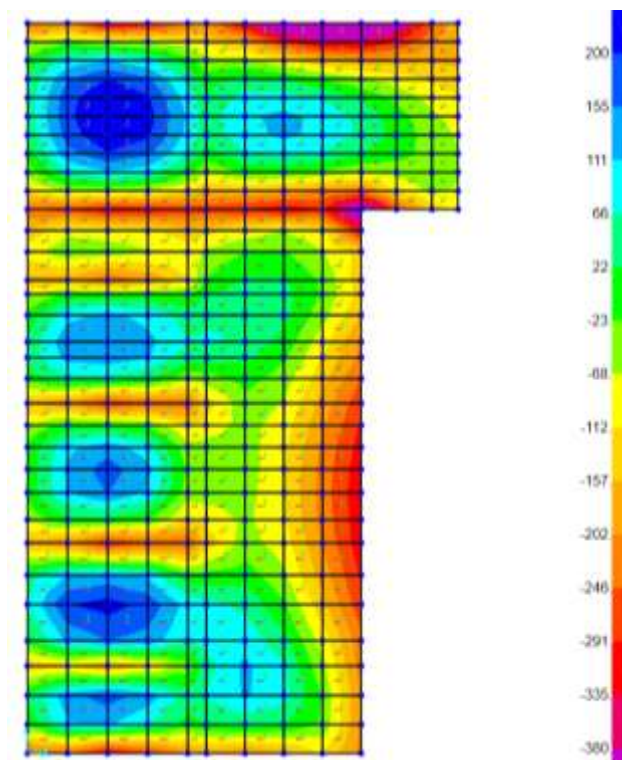


Figure 7-45: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori minimi)

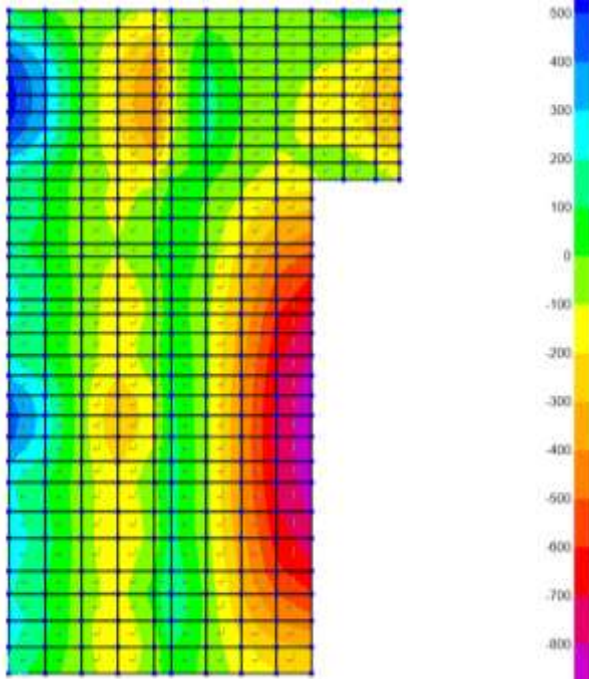


Figure 7-46: – V13,min

Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione Quasi permanente.

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente orizzontale M11 (valori massimi)

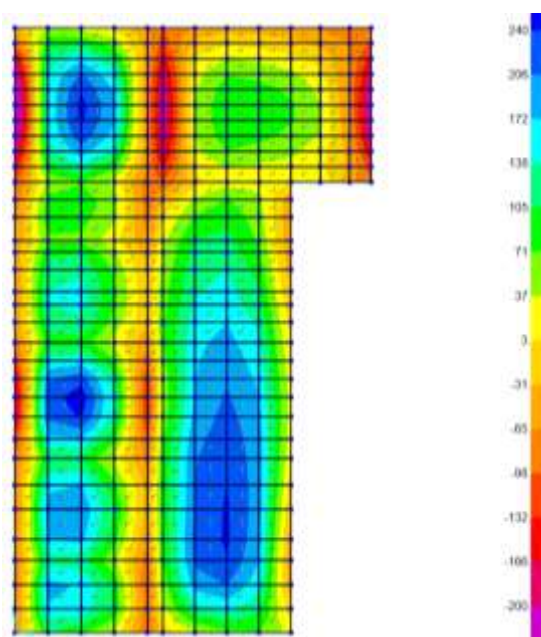


Figure 7-47: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente M11 (valori minimi)

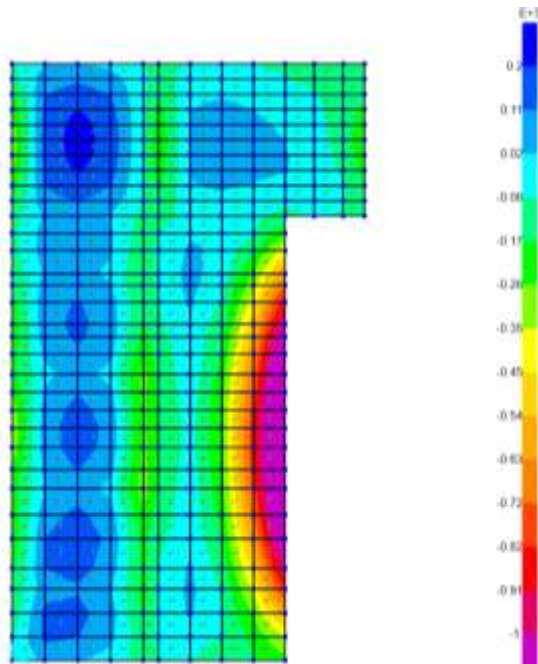


Figure 7-48: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente M22 (valori massimi)

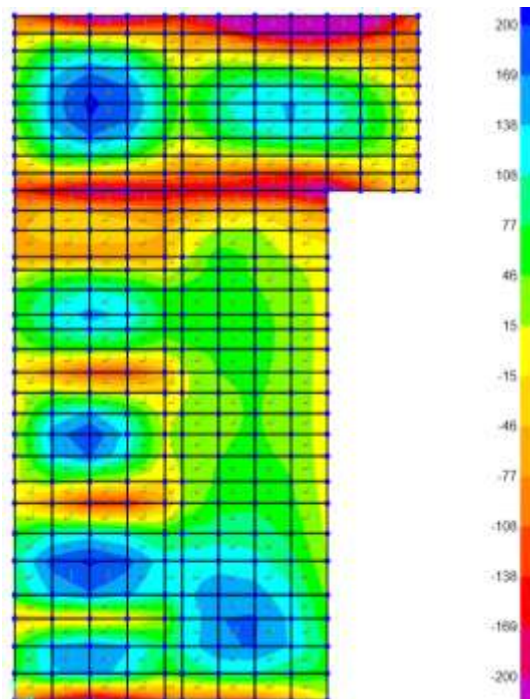


Figure 7-49: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente M22 (valori minimi)

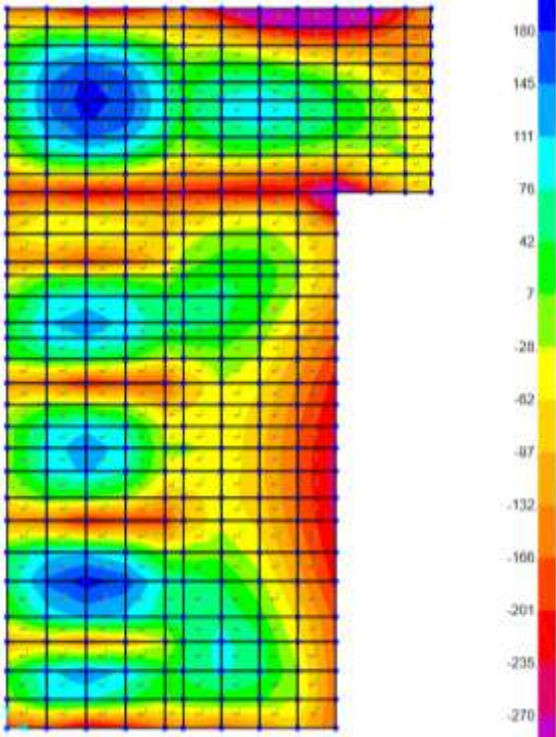


Figure 7-50: – $M_{22,min}$

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 2.12MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 26 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

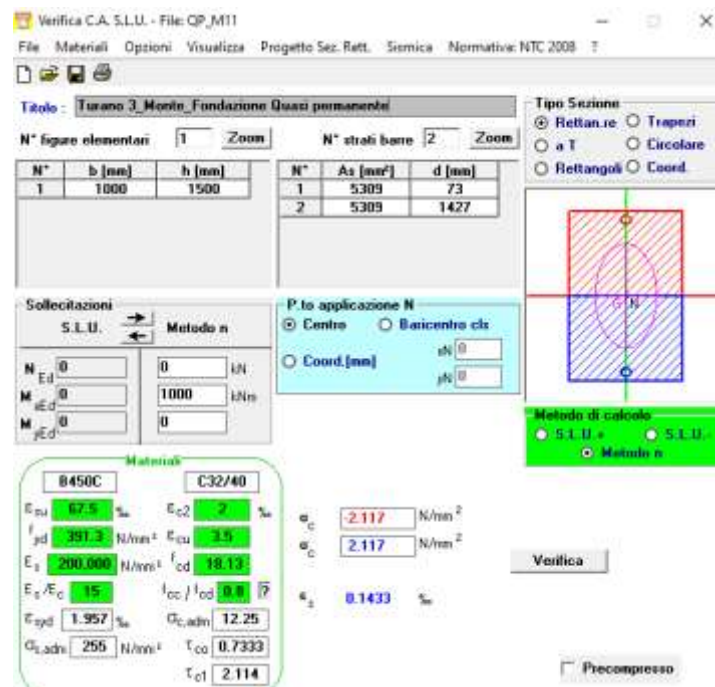


Figure 7-51: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione Frequente.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori massimi)

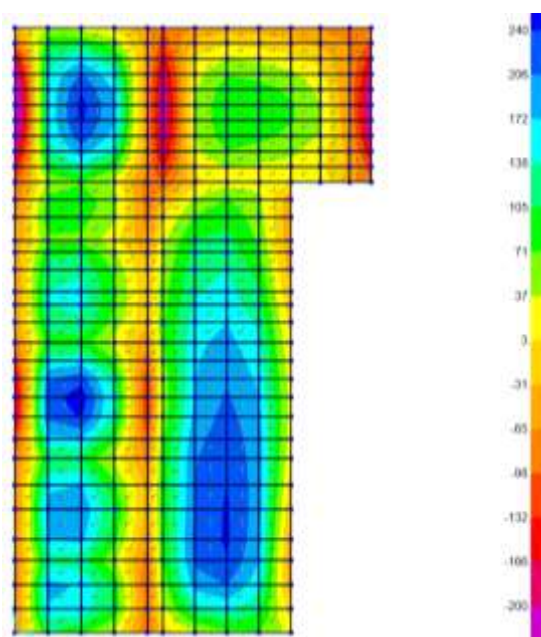


Figure 7-52: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

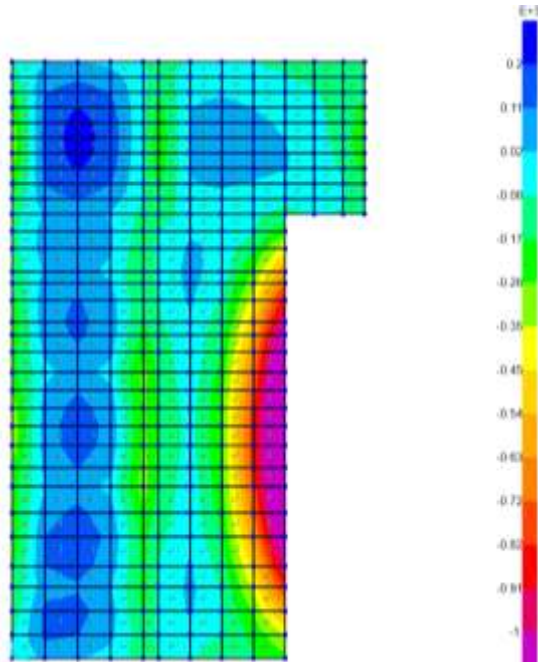


Figure 7-53: - M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

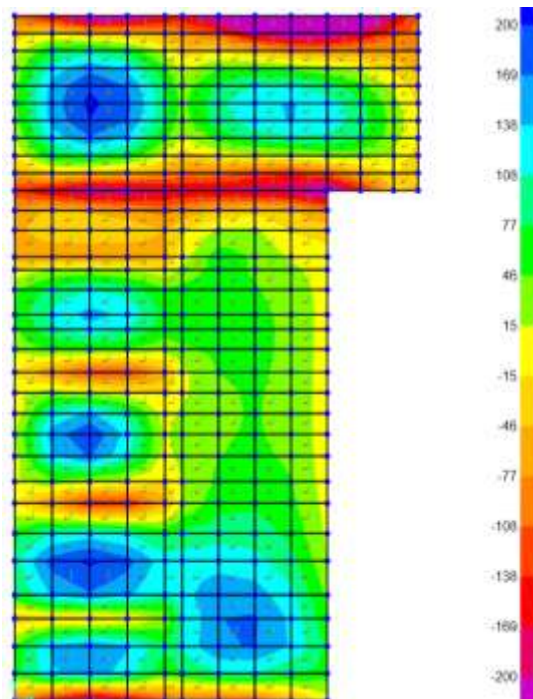


Figure 7-54: - M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

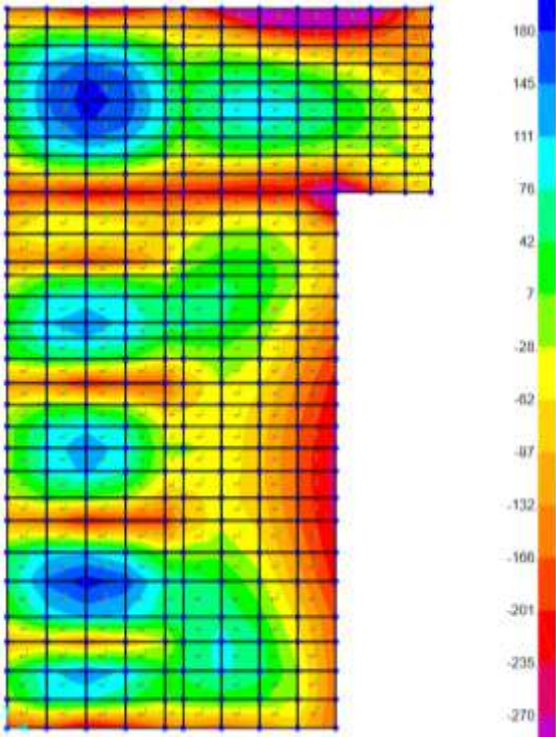


Figure 7-55: – $M_{22,min}$

Fondazione a quota 383.23m s.l.m. SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione RARA

Involuppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori massimi)

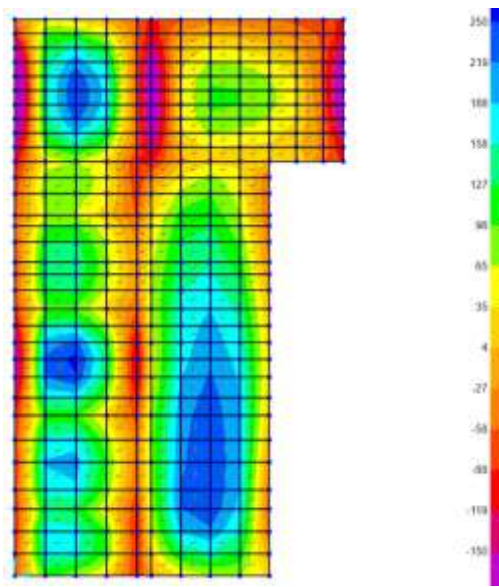


Figure 7-56: – M11,max

Involuppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

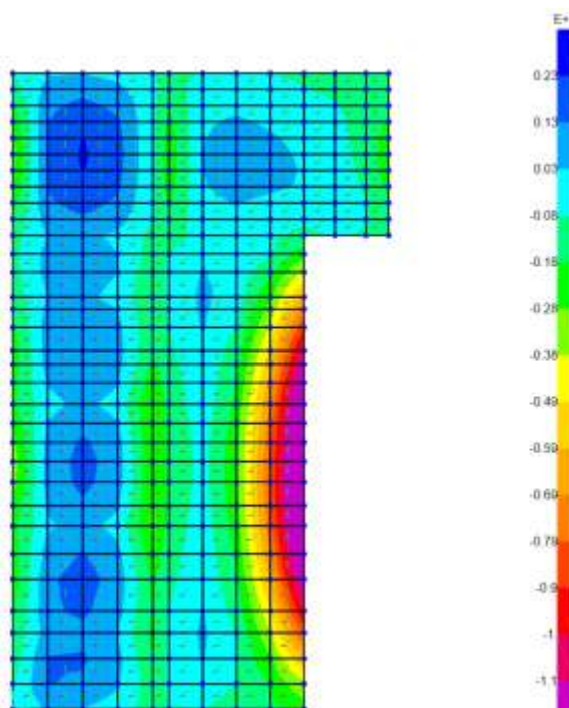


Figure 7-57: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

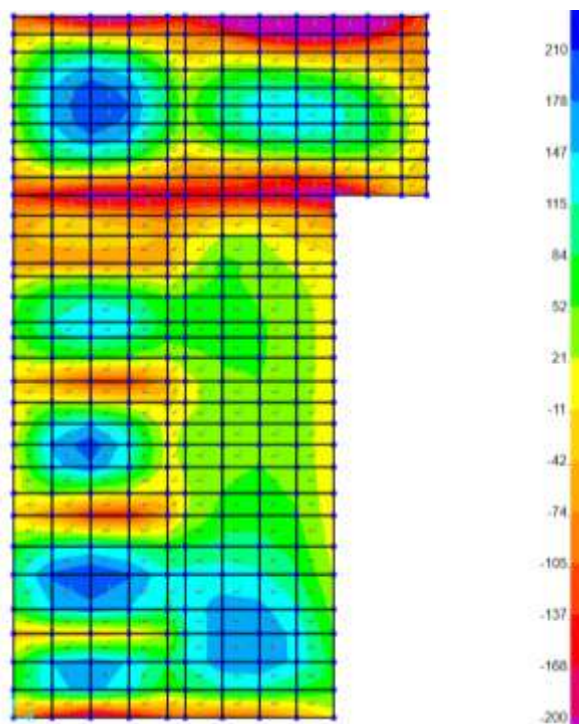


Figure 7-58: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

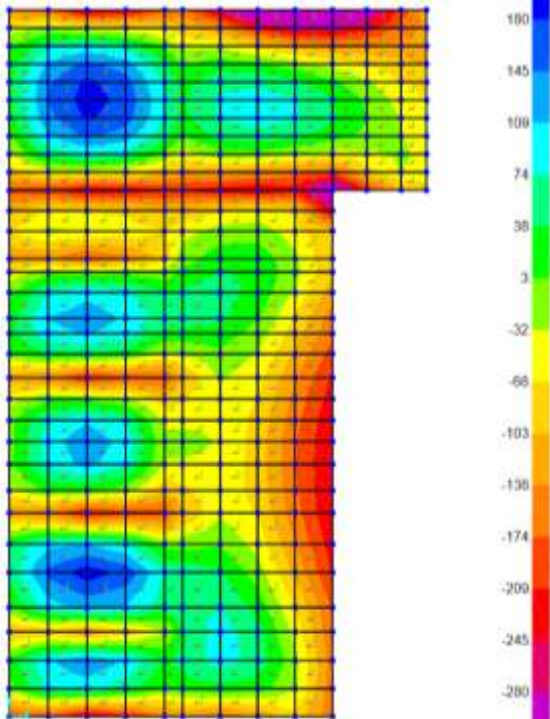


Figure 7-59: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 383.23m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 10 ϕ 26 al lembo superiore e 10 ϕ 26 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 26	(53.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1500.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	1100.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	1000.00 (1426.45)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	1500.00	0.01	2859.89	1.907	140.9	0.06	0.70	53.1 (24.9)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.46	150.0	0.00	114.5	-156.9	142.7	18.3	1825	53.1	9.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00076	0.00024	0.50	0.60	0.000428 (0.000428)	356	0.152 (0.20)	1426.45

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	380.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	280.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	270.00 (1404.31)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	380.00	-0.27	2790.91	7.345	138.8	0.08	0.70	53.1 (24.4)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.93	150.0	0.00	114.5	-41.0	140.1	24.8	2475	53.1	8.9

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00022	0.00007	0.50	0.60	0.000119 (0.000119)	498	0.059 (0.20)	1404.31

Nei confronti delle azioni di taglio si dispone una specifica armatura nelle zone maggiormente sollecitate a ridosso dei setti verticali costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 73$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 26$	$= 53.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1427$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			53.09 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 800.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.374 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.319$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 537.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 537.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 30.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \quad \text{passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 854.6 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 5042.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 854.6 > 800.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.1$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Fondazione a quota 401.20m s.l.m.

Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 401.20m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

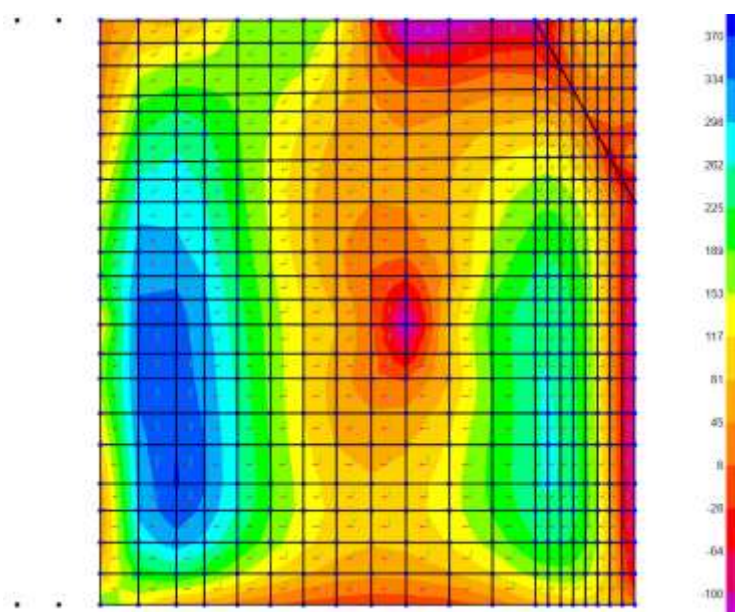


Figure 7-60: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

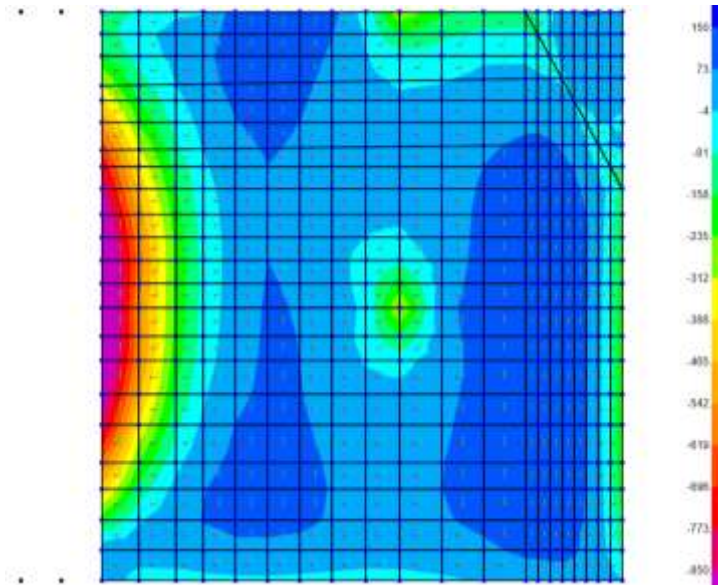


Figure 7-61: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

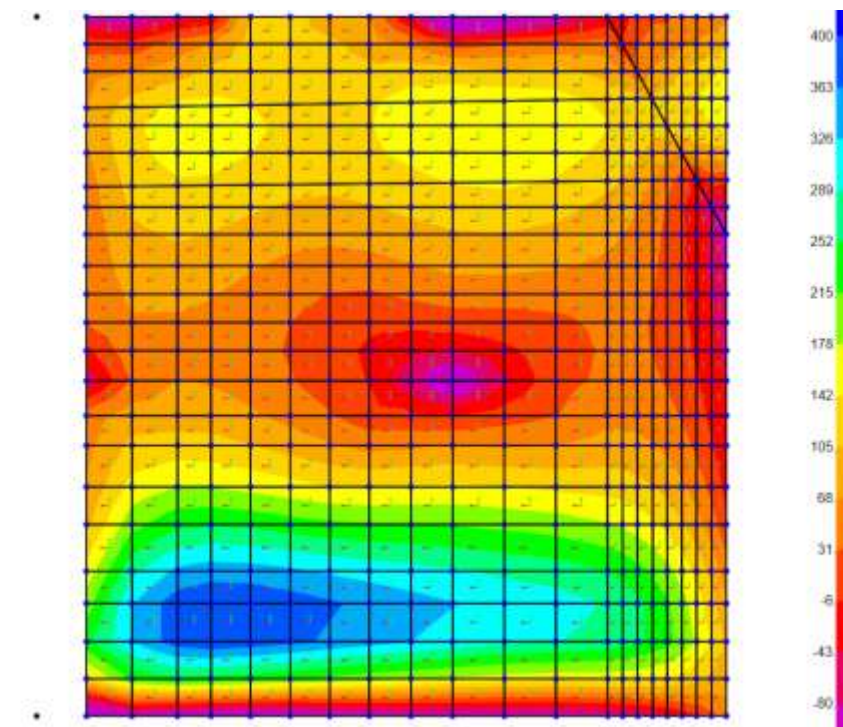


Figure 7-62: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

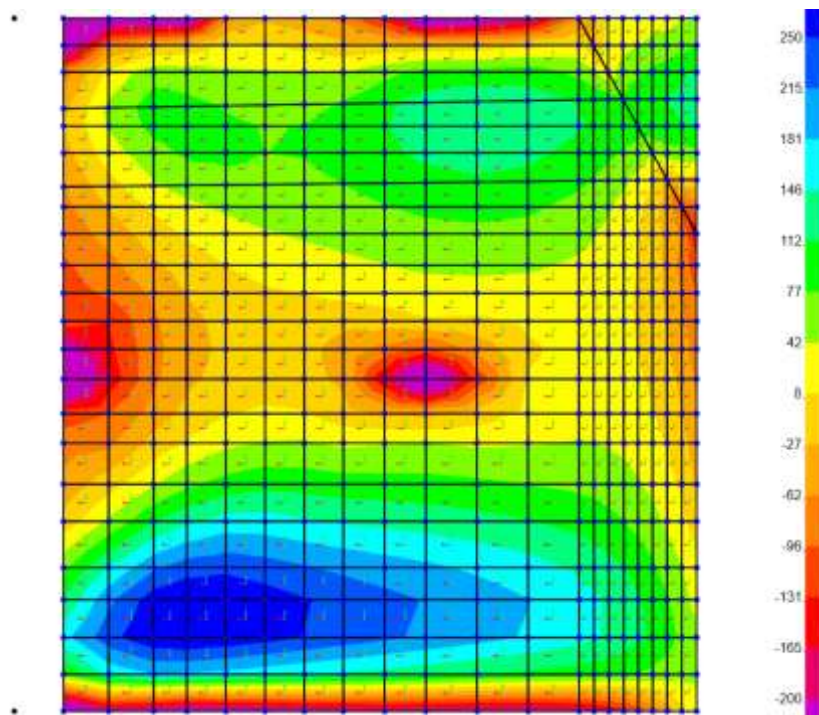


Figure 7-63: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

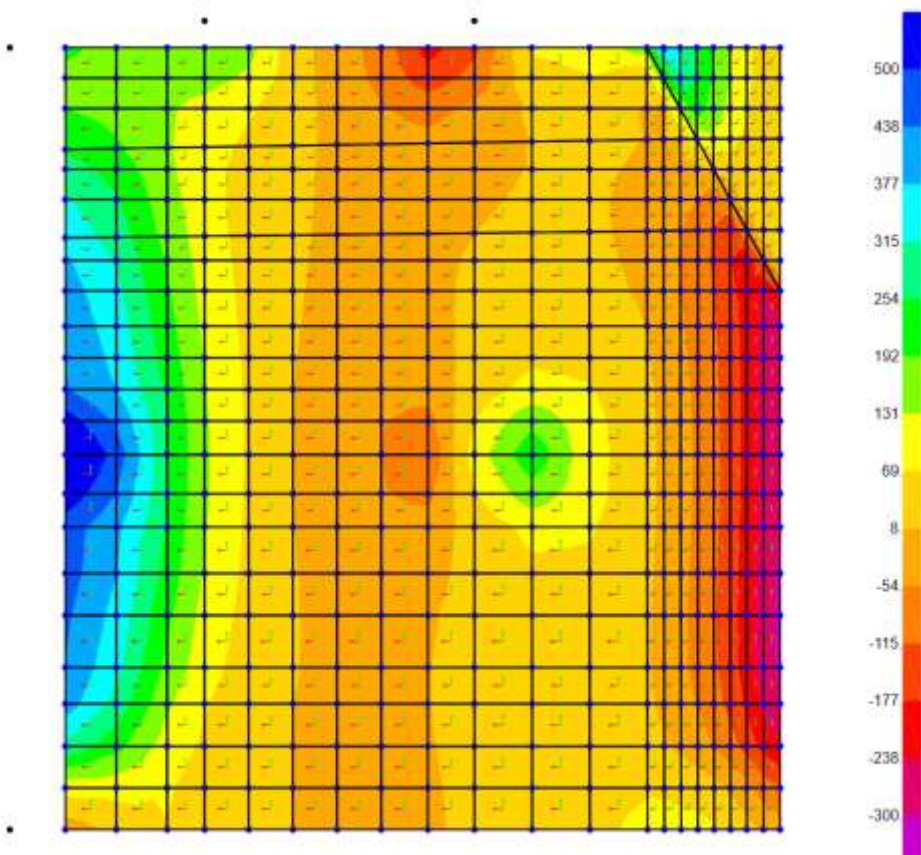


Figure 7-64: – V13,max

Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLE - Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 401.20m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

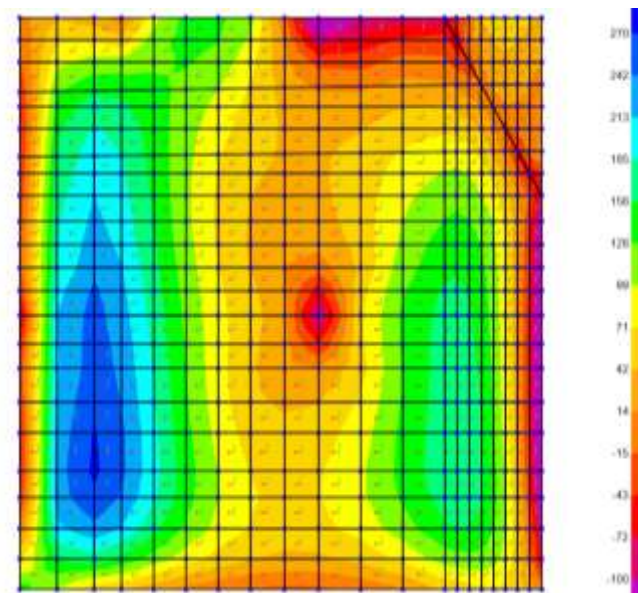


Figure 7-65: – M11,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori minimi)

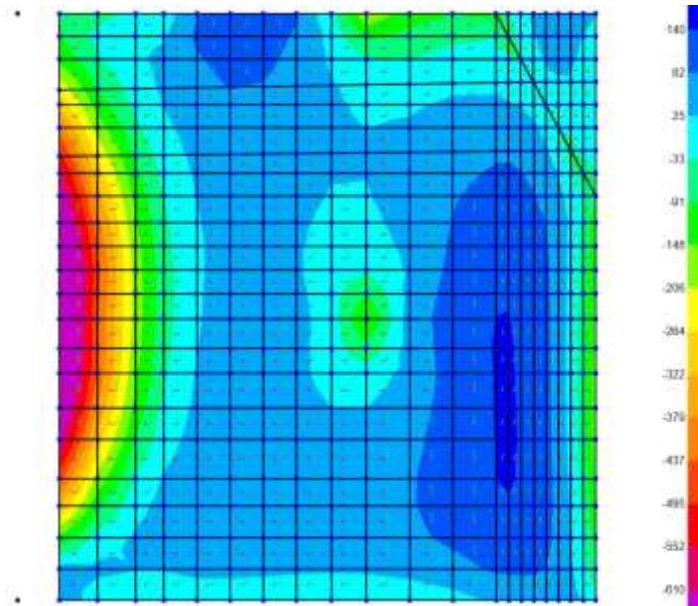


Figure 7-66: – M11,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

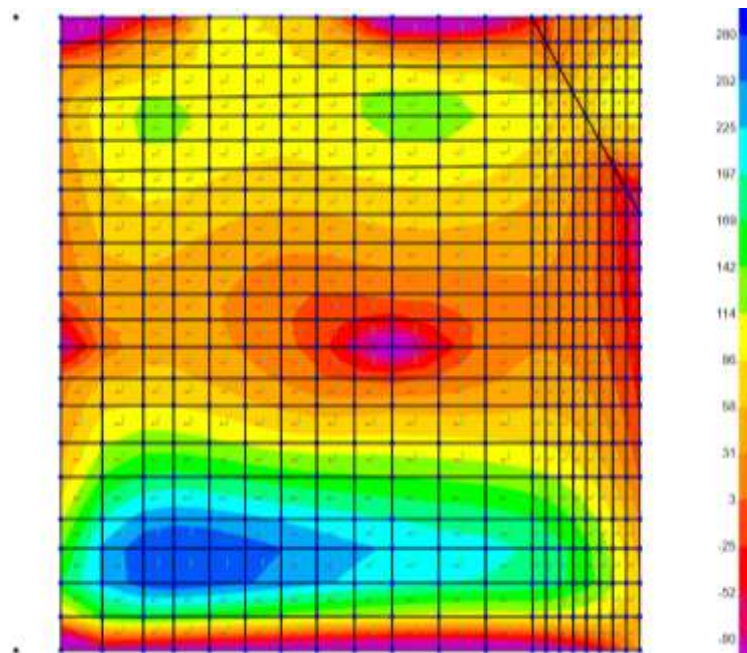


Figure 7-67: – M22,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

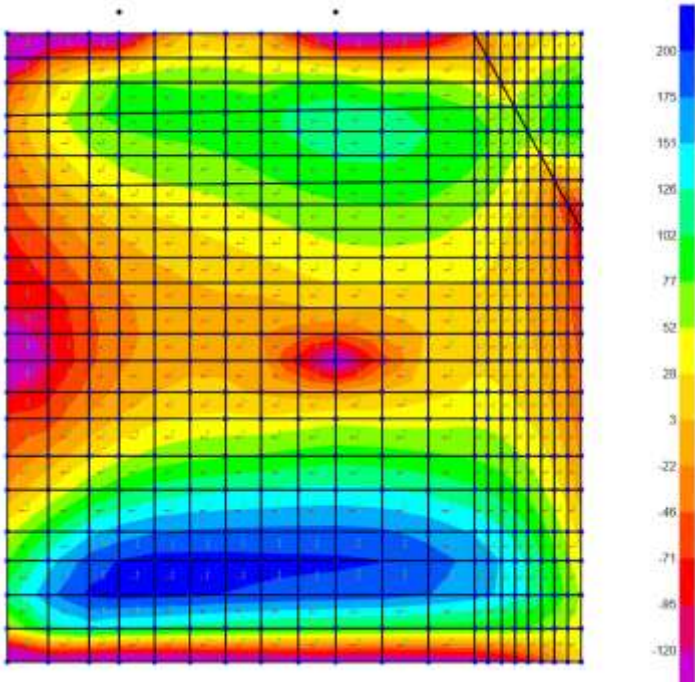
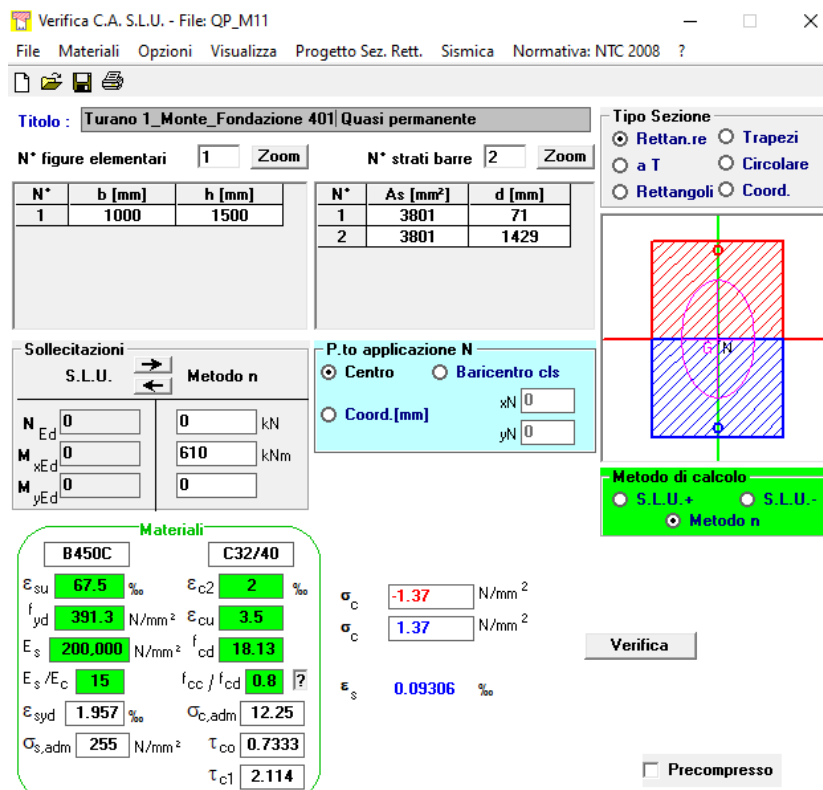


Figure 7-68: – $M_{22, \min}$

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 1.40MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 22 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title bar indicates the file 'QP_M11'. The main window is titled 'Turano 1_Monte_Fondazione 401| Quasi permanente'. The interface includes several panels:

- Section Properties:**
 - N° figure elementari: 1
 - N° strati barre: 2
 - Table 1:

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1500
 - Table 2:

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3801	71
2	3801	1429
- Sollecitazioni:**
 - Method: S.L.U. / Metodo n
 - Inputs: N_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd} (all 0) and their corresponding units (kN, kNm).
- Materiali:**
 - Concrete: C32/40 (E_{c2} = 2‰, E_{cu} = 3.5, f_{cd} = 18.13, f_{cc}/f_{cd} = 0.8)
 - Steel: B450C (E_{su} = 67.5‰, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200,000 N/mm², E_s/E_c = 15, E_{syd} = 1.957‰, σ_{s,adm} = 255 N/mm², τ_{co} = 0.7333, τ_{c1} = 2.114)
- Calculation Results:**
 - σ_c (top): -1.37 N/mm²
 - σ_c (bottom): 1.37 N/mm²
 - ε_s: 0.09306‰
- Other Settings:**
 - Section Type: Rettan.re (selected)
 - Point of application N: Centro (selected)
 - Calculation Method: Metodo n (selected)
 - Precompressed:

Figure 7-69: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 401.20m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori massimi)

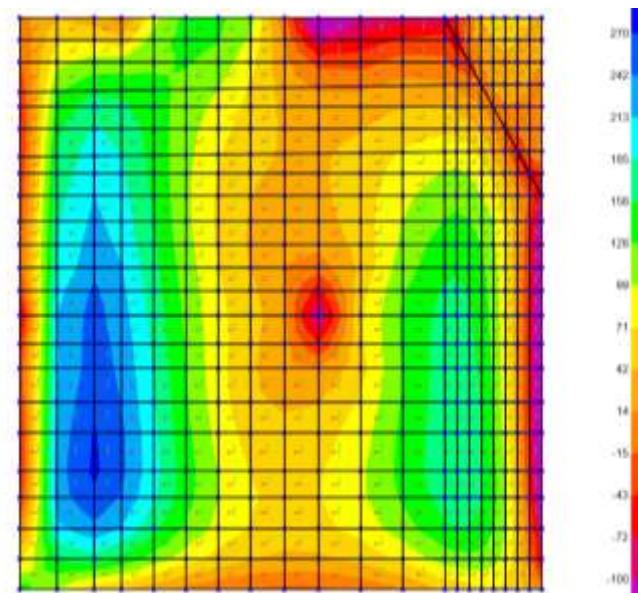


Figure 7-70: – M11,max

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori minimi)

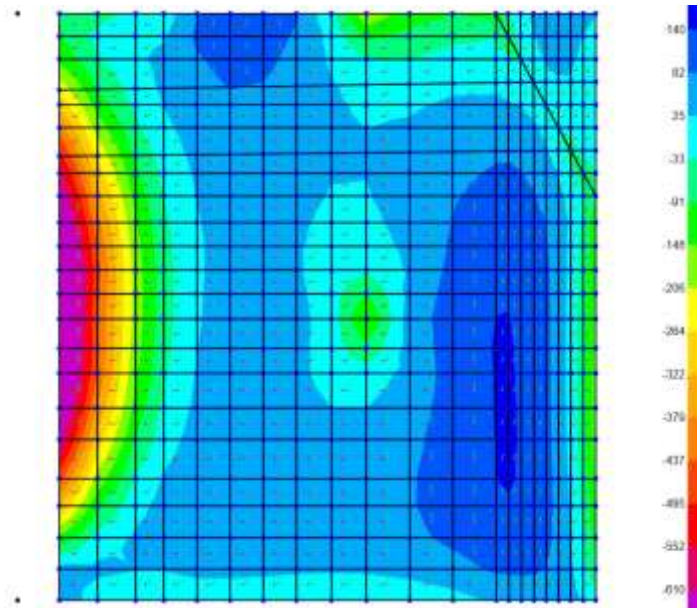


Figure 7-71: - M11,min

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori massimi)

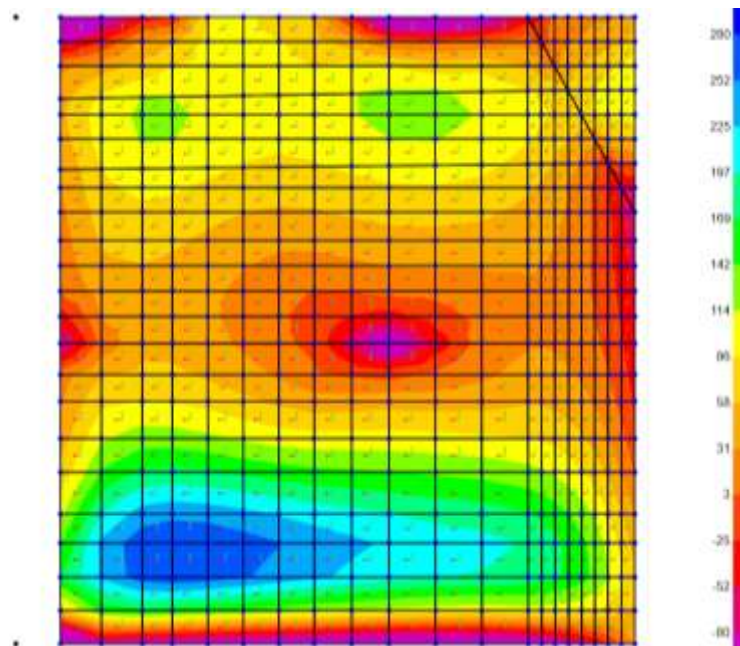


Figure 7-72: - M22,max

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori minimi)

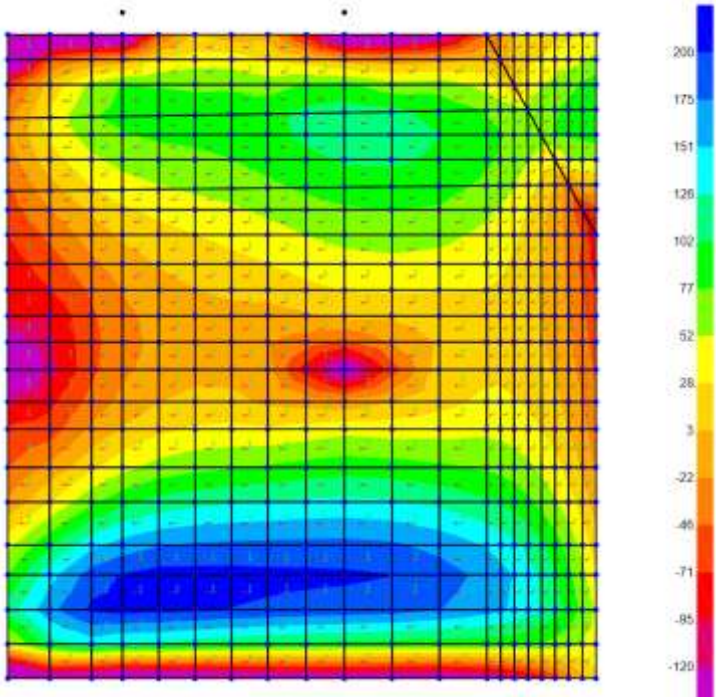


Figure 7-73: – $M_{22,min}$

Fondazione a quota 401.20m s.l.m. - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 401.20m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori massimi)

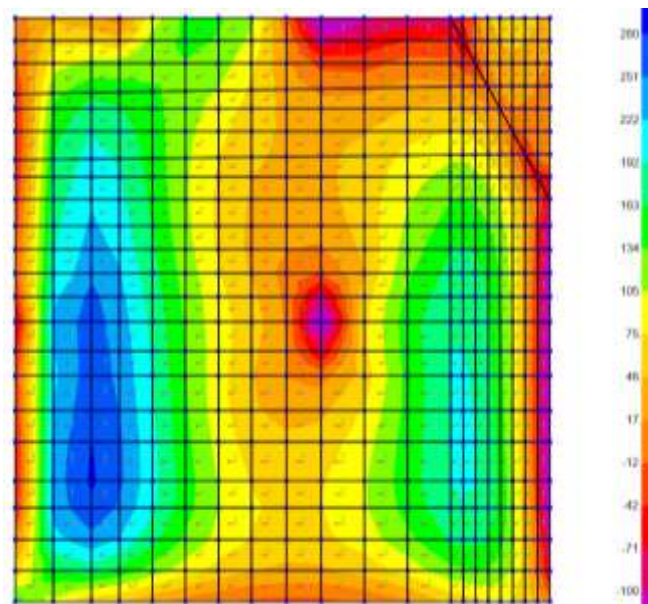


Figure 7-74: – M11,max

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori minimi)

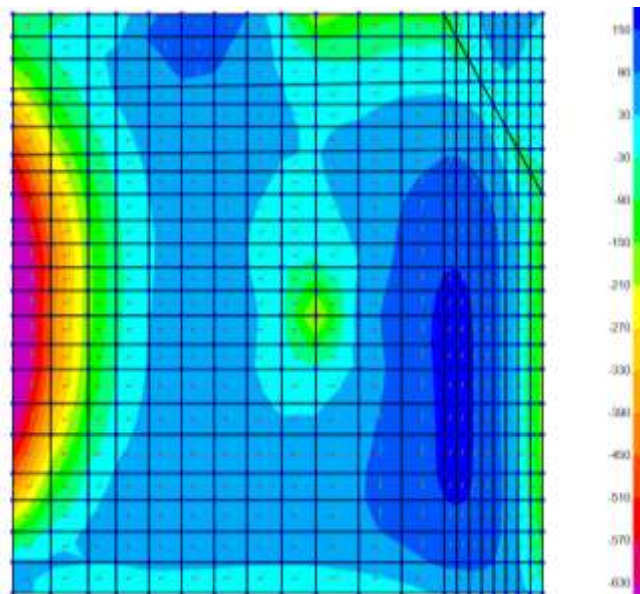


Figure 7-75: - M11,min

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori massimi)

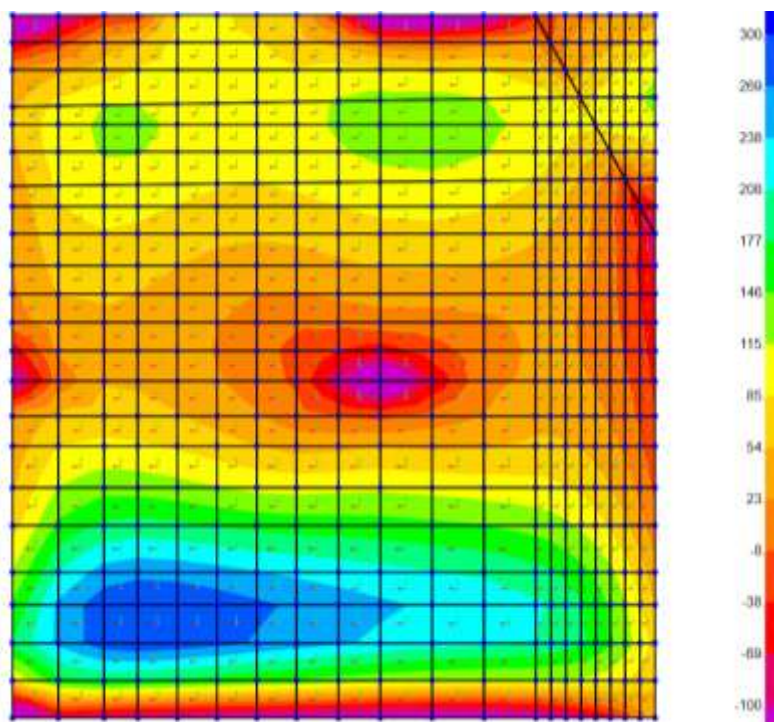


Figure 7-76: - M22,max

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori minimi)

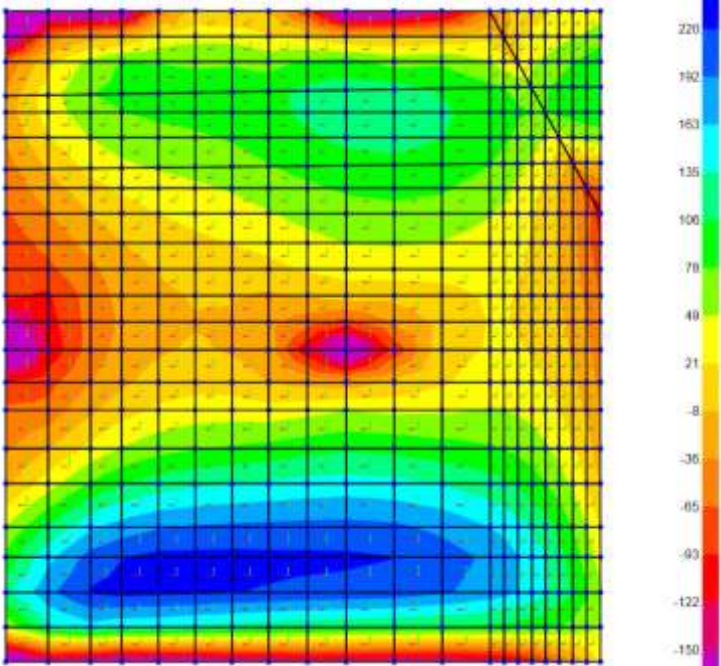


Figure 7-77: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 401.20m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 10 ϕ 22 al lembo superiore e 10 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 22	(38.0 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 22	(38.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	850.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	630.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	610.00 (1344.21)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	850.00	0.00	2064.25	2.429	142.0	0.06	0.70	38.0 (24.9)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.35	150.0	0.00	118.5	-124.5	142.9	17.8	1775	38.0	9.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

1	S	-0.00064	0.00017	0.50	0.60	0.000362 (0.000362)	379	0.137 (0.20)	1344.21
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	---------

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40		
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020		
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035		
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00		
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0	MPa	
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068		
Modulo Elastico Ef:		200000.0	MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito		
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00		
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50		
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	400.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	300.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	280.00 (1330.71)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	400.00	0.23	2029.40	5.074	140.4	0.07	0.70	38.0 (24.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.16	150.0	0.00	118.5	-60.5	140.7	23.3	2325	38.0	9.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00031	0.00008	0.50	0.60	0.000169 (0.000169)	508	0.086 (0.20)	1330.71

Nei confronti delle azioni di taglio si dispone una specifica armatura nelle zone maggiormente sollecitate a ridosso dei setti verticali costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 22$	$= 38.01 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1429$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			38.01 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0 , trazione > 0 , taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 500.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.374 < 2$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.319$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 481.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 481.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 705.6 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 5478.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 705.6 > 500.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.4$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Solaio a piano campagna**Solaio a piano campagna SLU-SLV**

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.35m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Le mappe di seguito riportate sono inoltre rappresentative delle sollecitazioni per il solaio di copertura della camera di scarico.

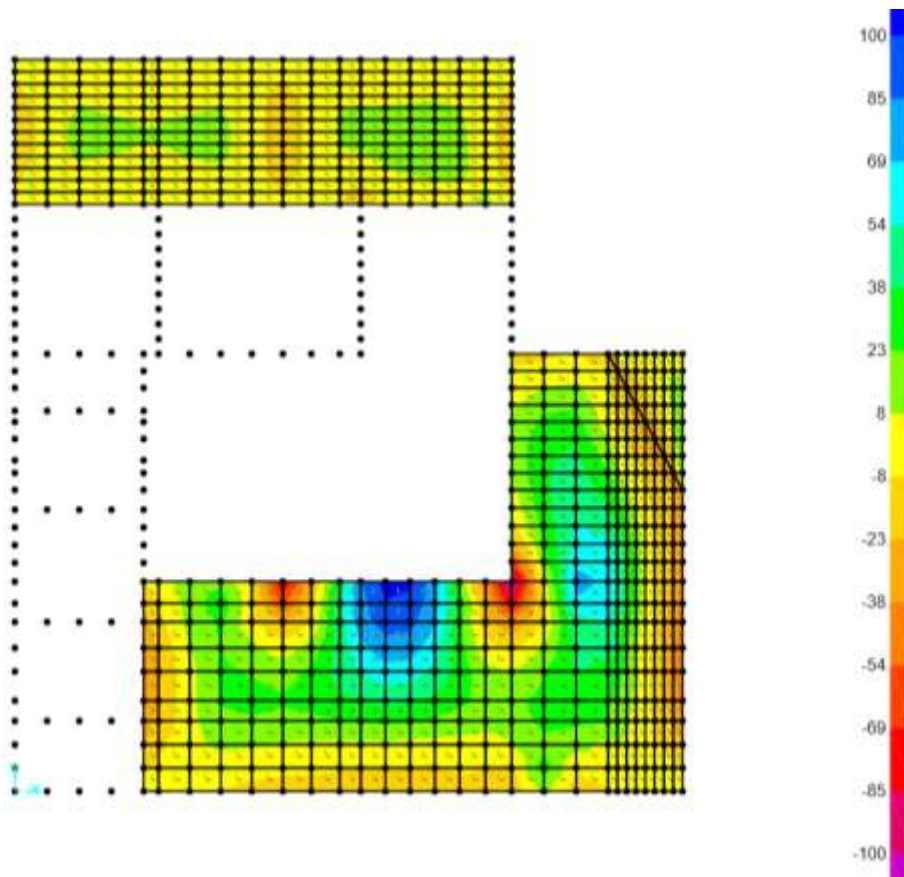
Involuppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

Figure 7-78: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

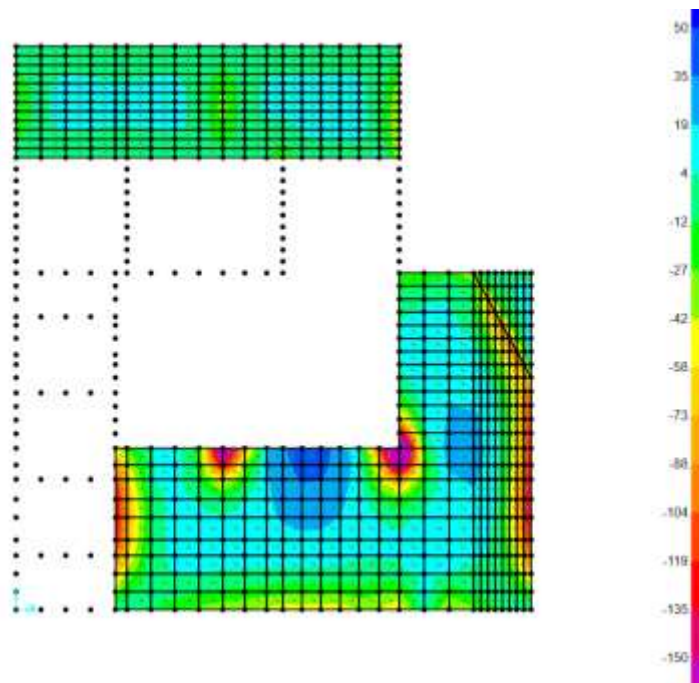


Figure 7-79: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

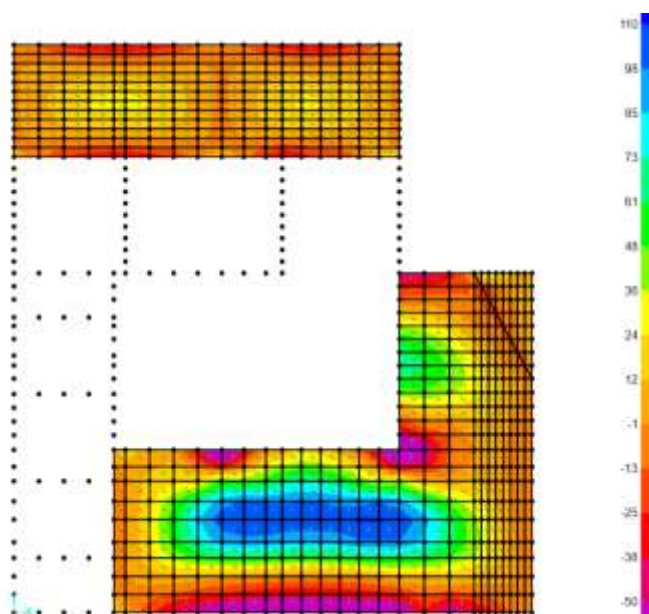


Figure 7-80: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

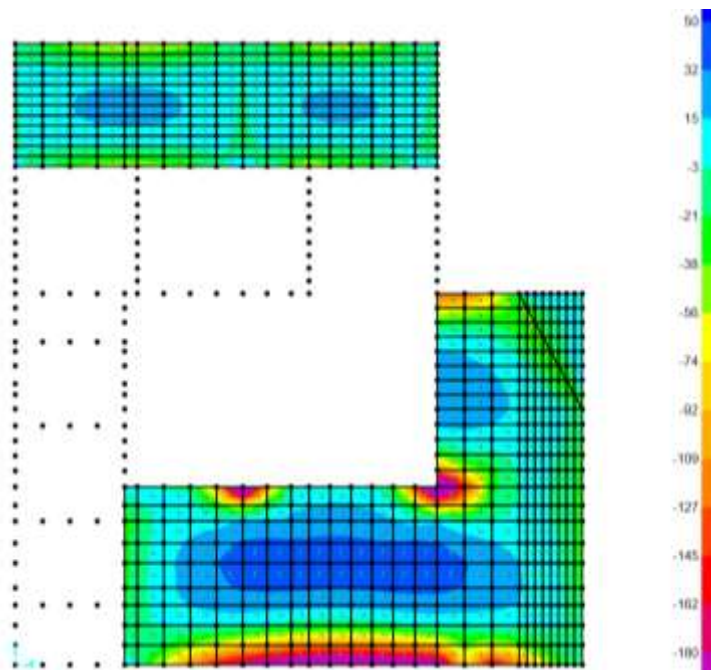


Figure 7-81: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V23 (valori minimi)

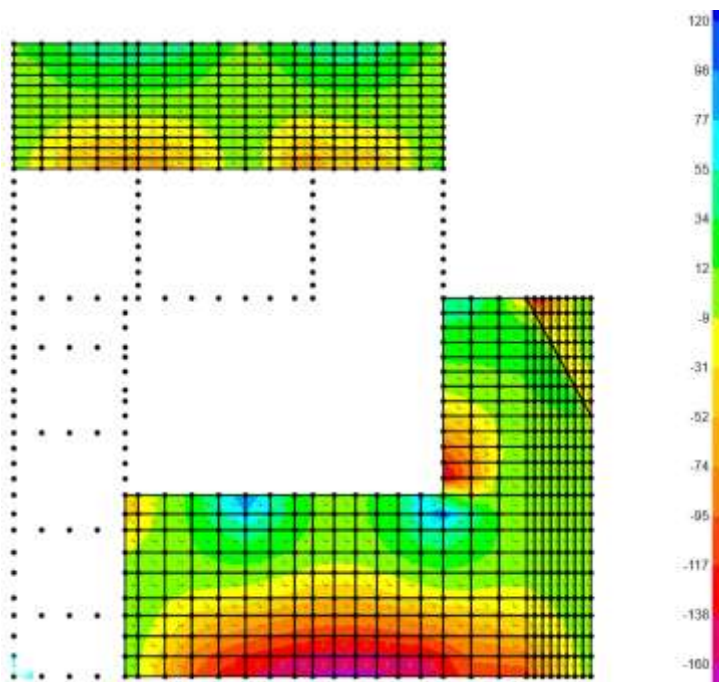


Figure 7-82: – V23,min

Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.35m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

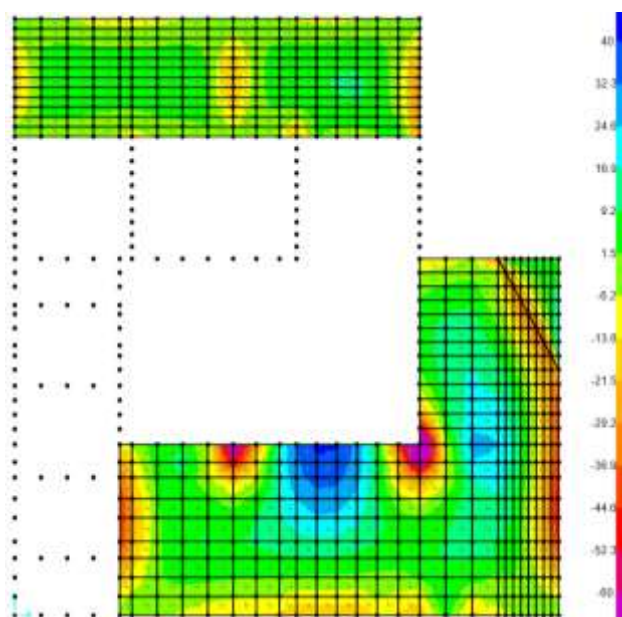
Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 7-83: – M11,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori minimi)

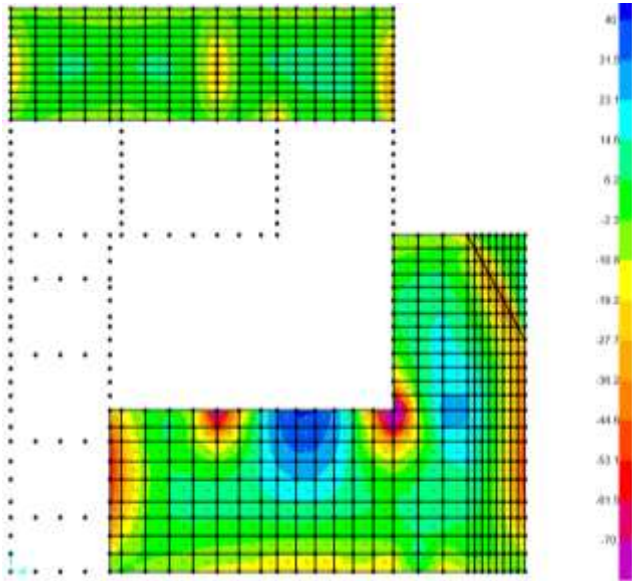


Figure 7-84: – M11,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

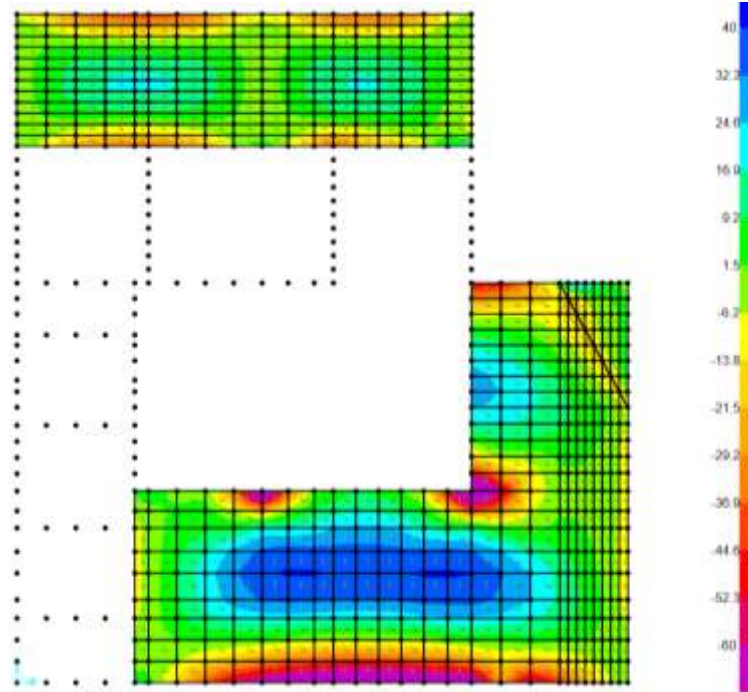


Figure 7-85: – M22,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

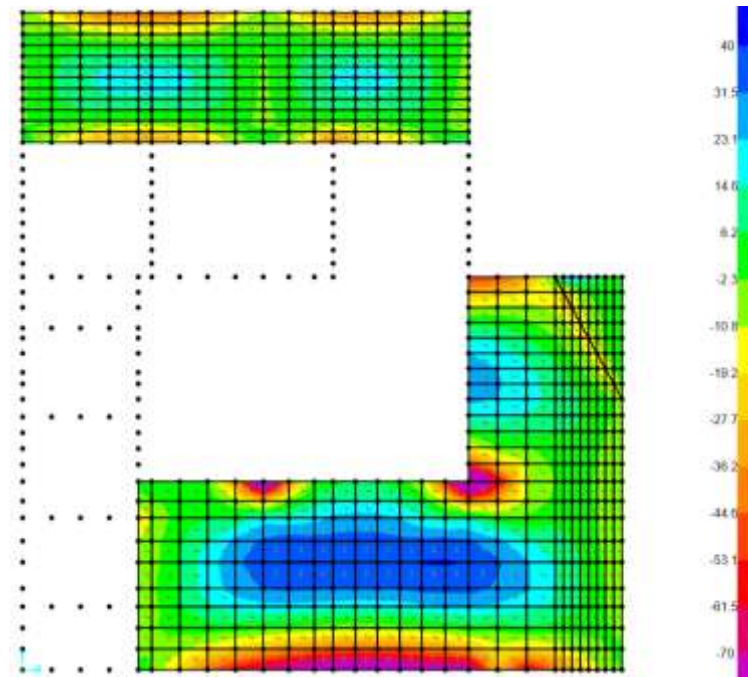


Figure 7-86: – M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.35m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori massimi)

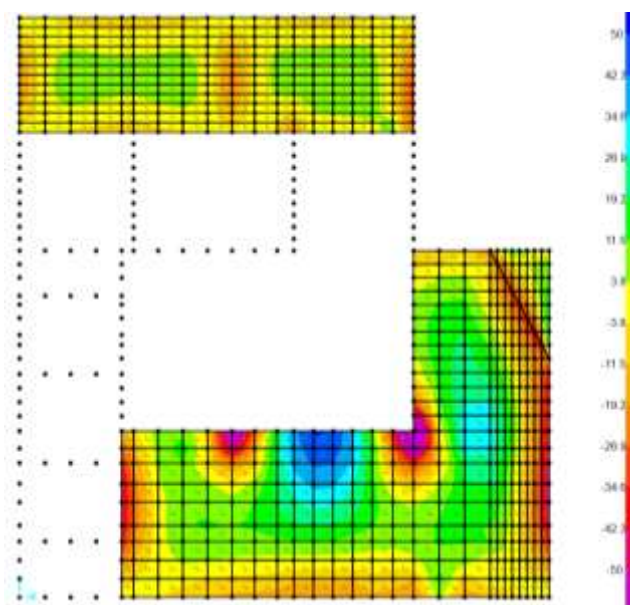


Figure 7-87: – M11,max

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori minimi)

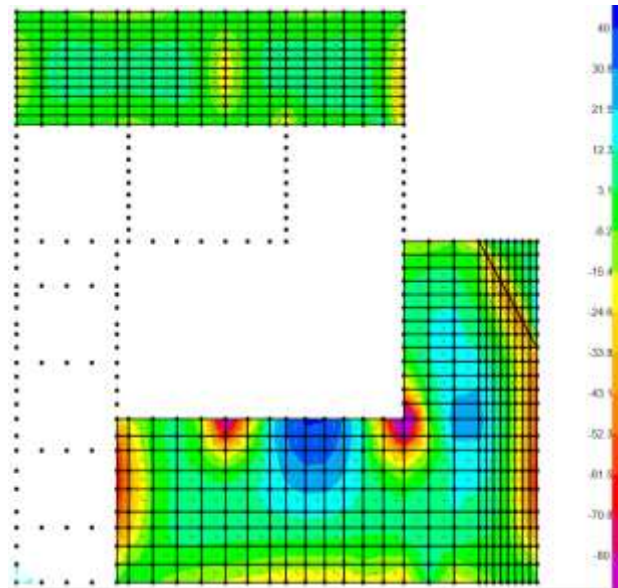


Figure 7-88: - M11,min

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori massimi)

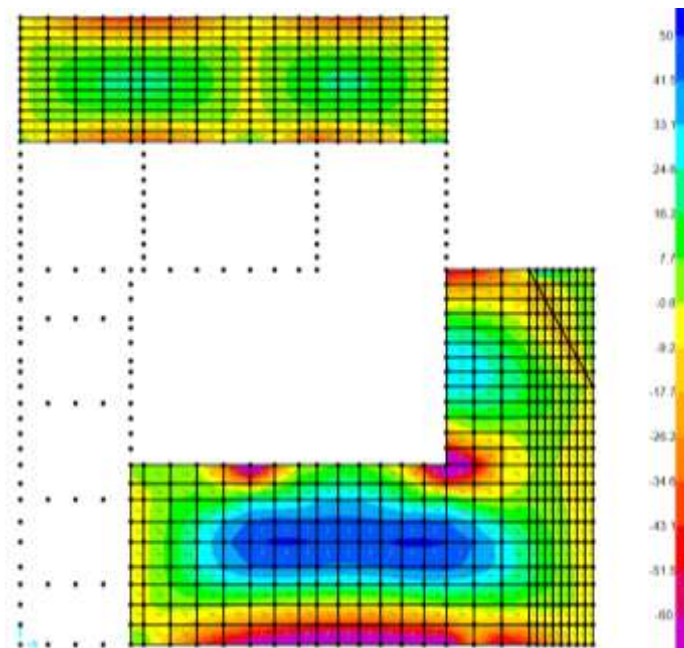


Figure 7-89: - M22,max

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori minimi)

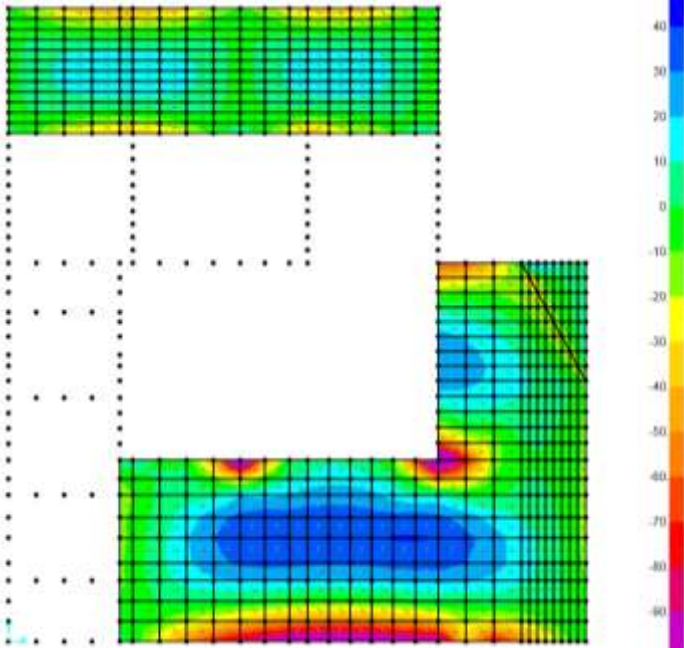


Figure 7-90: - M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.35m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

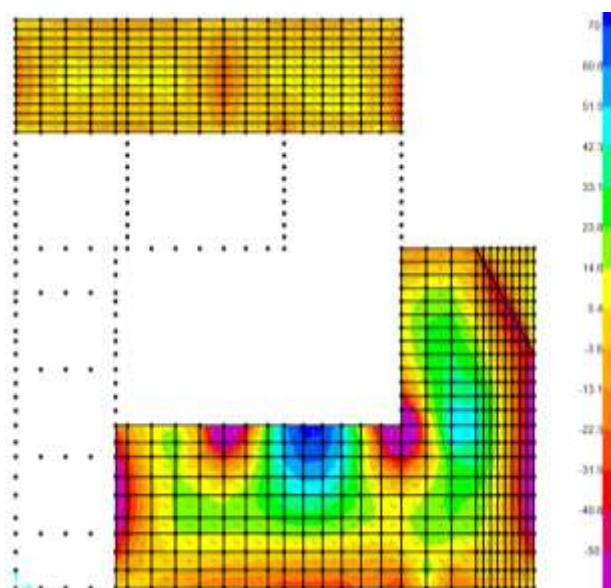
Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 7-91: - M11,max

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori minimi)

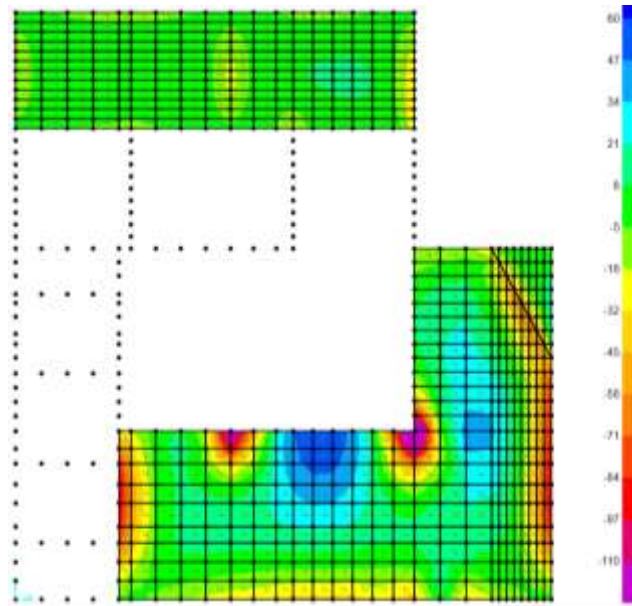


Figure 7-92: - M11,min

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori massimi)

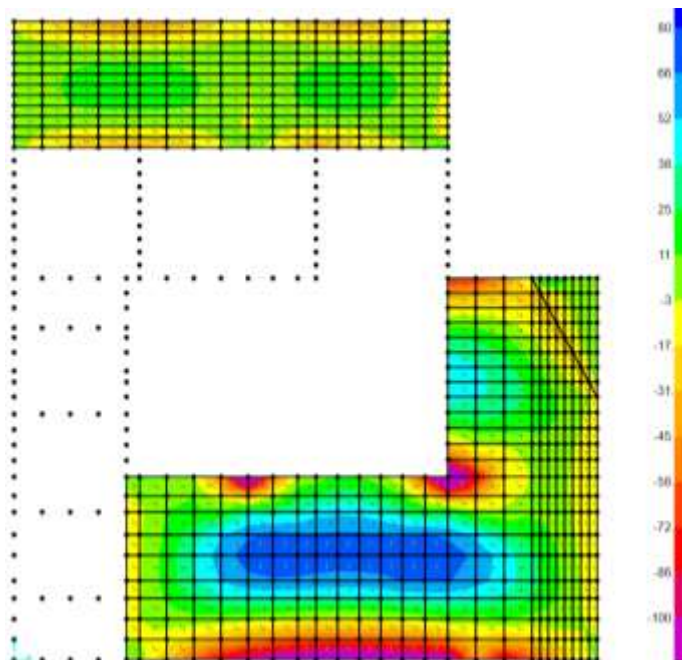


Figure 7-93: - M22,max

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori minimi)

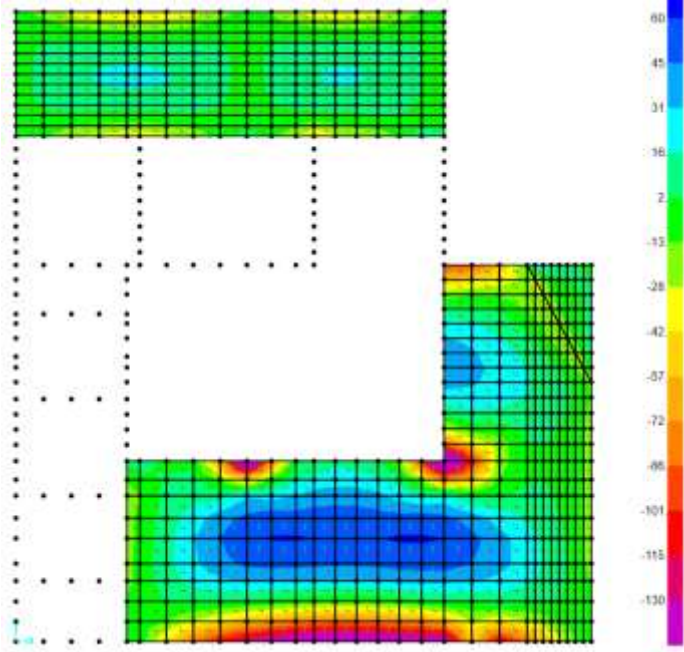


Figure 7-94: – M22,min

Verifiche solaio a piano campagna

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 40cm ed è armata con 10 ϕ 14 al lembo superiore e 10 ϕ 14 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 14	(15.4 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 14	(15.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT

1	0.00	150.00	0.00	0.00
---	------	--------	------	------

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	110.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	80.00 (90.74)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	70.00 (90.74)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	150.00	-0.27	194.00	1.293	33.8	0.19	0.70	30.8 (5.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]

Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.28	40.0	0.00	30.3	-251.0	32.1	10.1	1009	15.4	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00124	0.00040	0.50	0.60	0.000548 (0.000548)	401	0.219 (0.30)	90.74

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.64	40.0	0.00	30.3	-159.7	32.1	10.1	1009	15.4	9.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00108	0.00035	0.50	0.40	0.000479 (0.000479)	401	0.192 (0.20)	90.74

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	10Ø14	(15.4 cm ²)
Barre superiori:	10Ø14	(15.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	180.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 130.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	90.00 (93.24)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	70.00 (93.24)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	180.00	0.24	196.59	1.092	34.5	0.16	0.70	30.8 (5.8)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.74	40.0	0.00	30.3	-283.3	33.5	10.1	1009	15.4	9.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00125	0.00040	0.50	0.60	0.000588 (0.000588)	353	0.208 (0.30)	93.24

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.17	40.0	0.00	30.3	-152.5	33.5	10.1	1009	15.4	9.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00097	0.00031	0.50	0.40	0.000458 (0.000458)	353	0.162 (0.20)	93.24

Nei confronti delle azioni di taglio, non è necessario considerare una specifica armatura. Si dispongono comunque nelle zone a ridosso dei setti dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli $\Phi 8/250 \times 250$. Si dispongono spilli $\Phi 8/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 65$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 14$	$= 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 335$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			15.39 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 160.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.773 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.467$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 174.6 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 156.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 174.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Setti perimetrali

Setti perimetrali - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.95$.

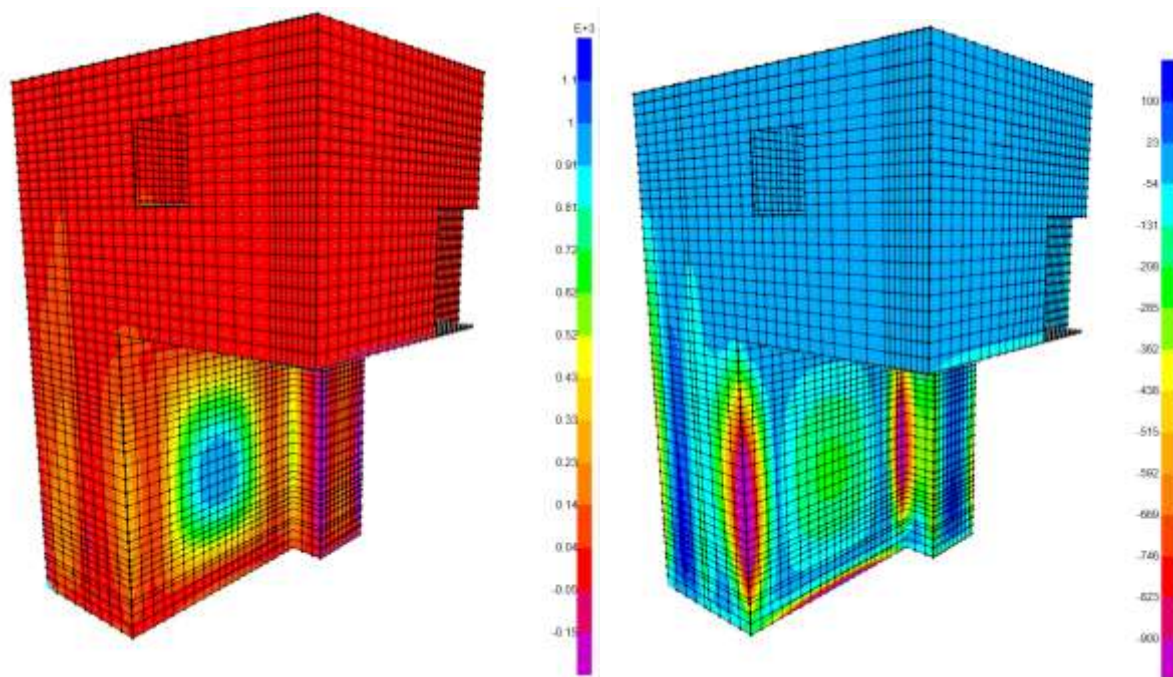


Figure 7-95: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.95.

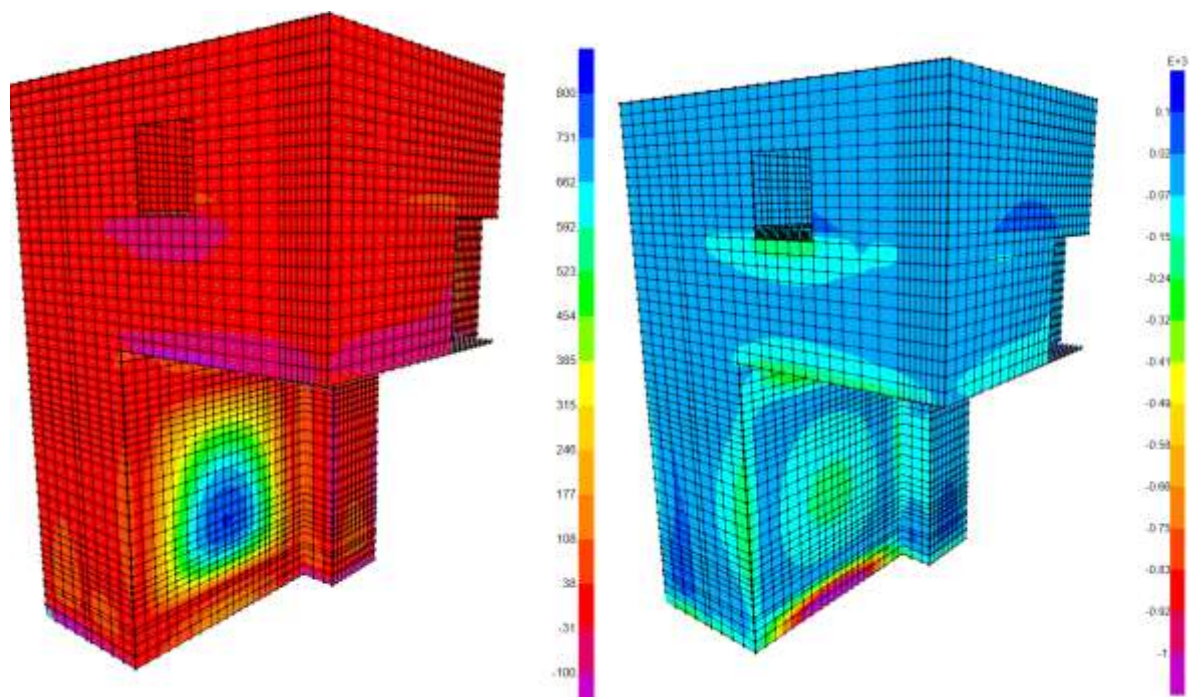


Figure 7-96: – $M_{22,max}$ a sinistra ed $M_{22,min}$ a destra

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.95.

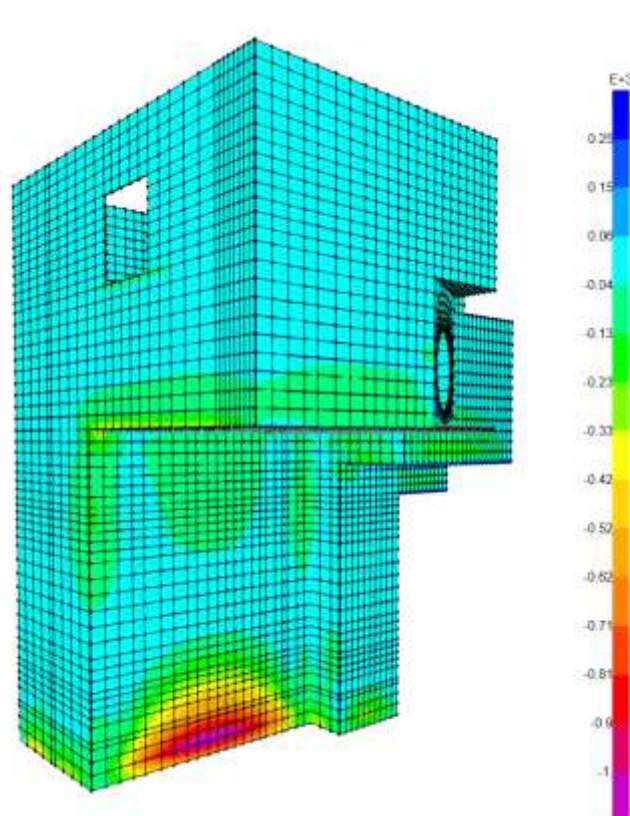


Figure 7-97: – V23,min

Setti perimetrali - SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.95$.

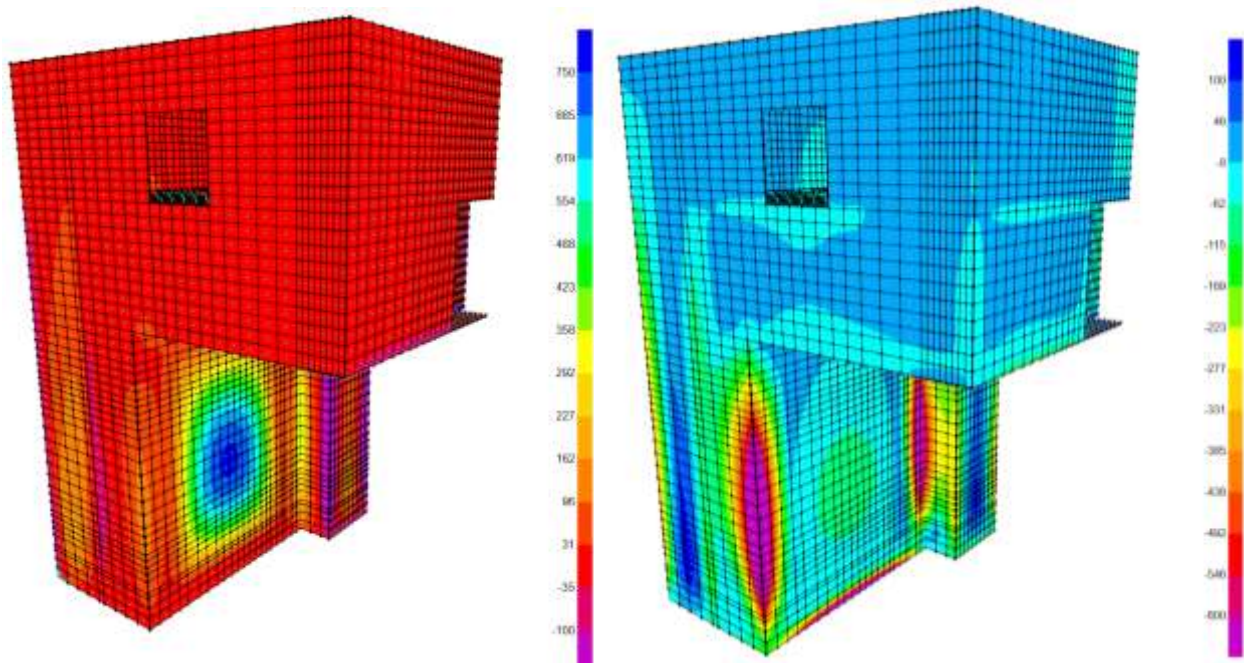


Figure 7-98: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.95.

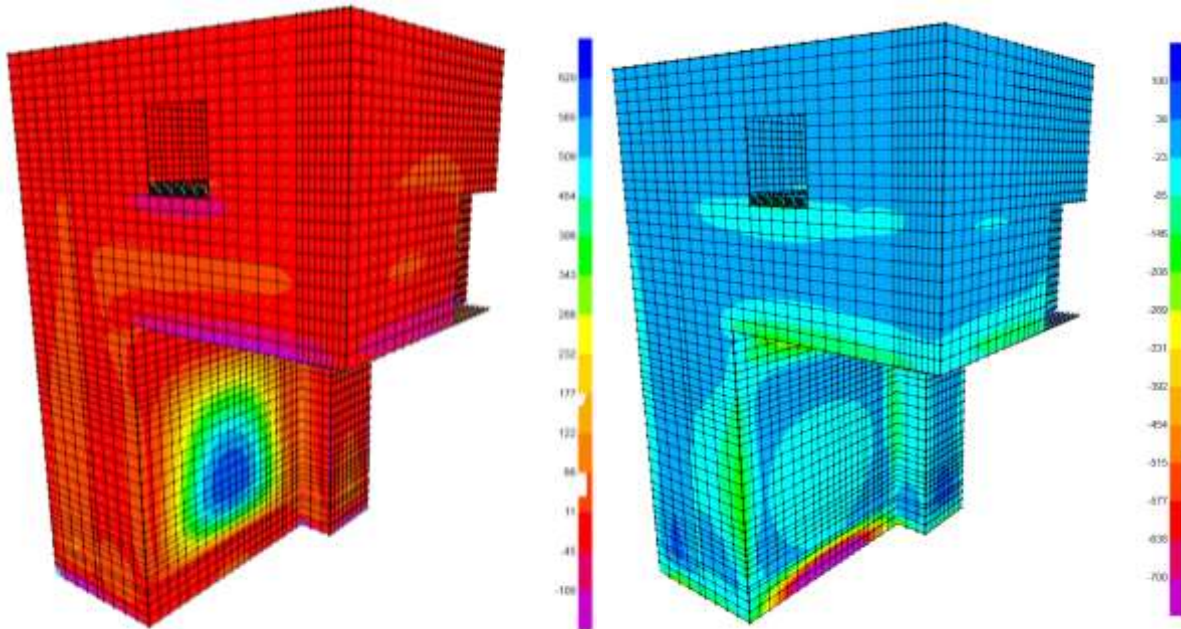


Figure 7-99: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.10 / 1.20 = 2.58 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 2.50MPa risulta minore del valore limite pari a 2.58 MPa. Il setto è armato con 10 ϕ 30 al lembo superiore ed inferiore in direzione orizzontale e verticale. La sezione maggiormente sollecitata, in mezzeria della parete, necessita di un secondo strato di armatura orizzontale rappresentato da 10 ϕ 30. Si riporta di seguito la verifica più restrittiva:

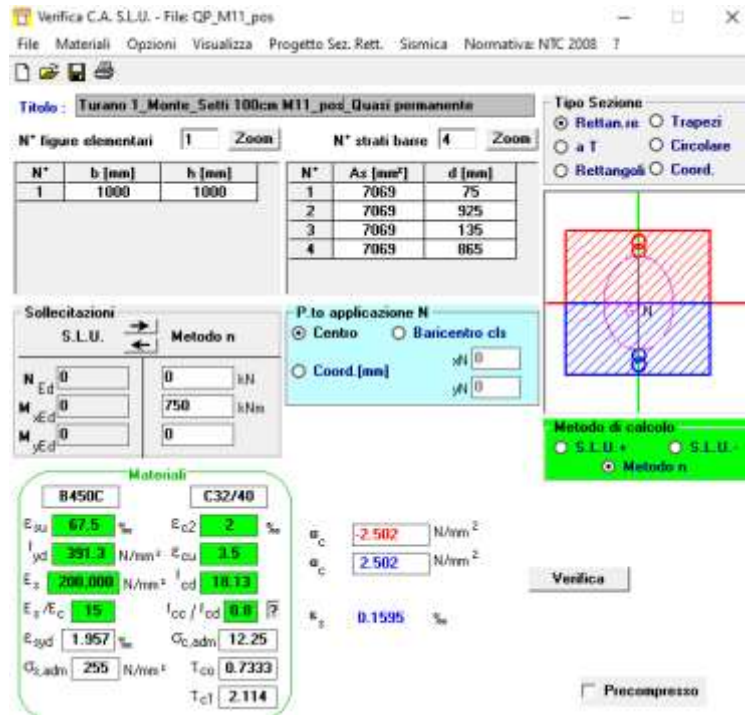


Figure 7-100: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti perimetrali - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Frequente - M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.95$.

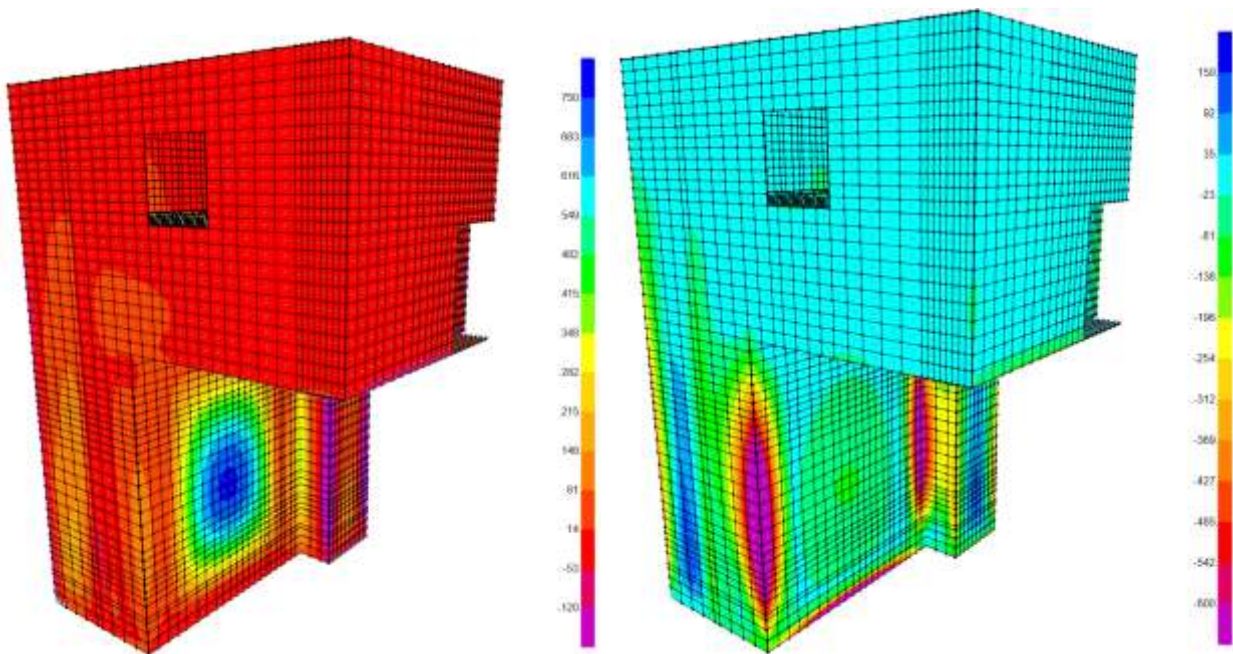


Figure 7-101: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE - Frequente verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.95.

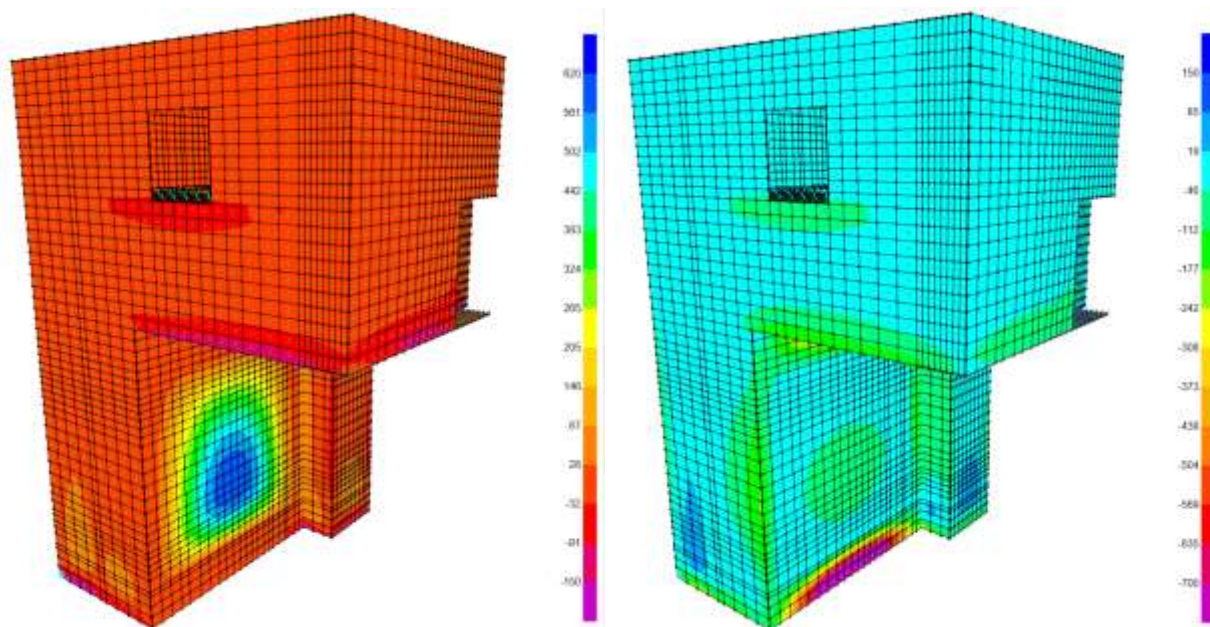


Figure 7-102: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Setti perimetrali - SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Rara - M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=8.95$.

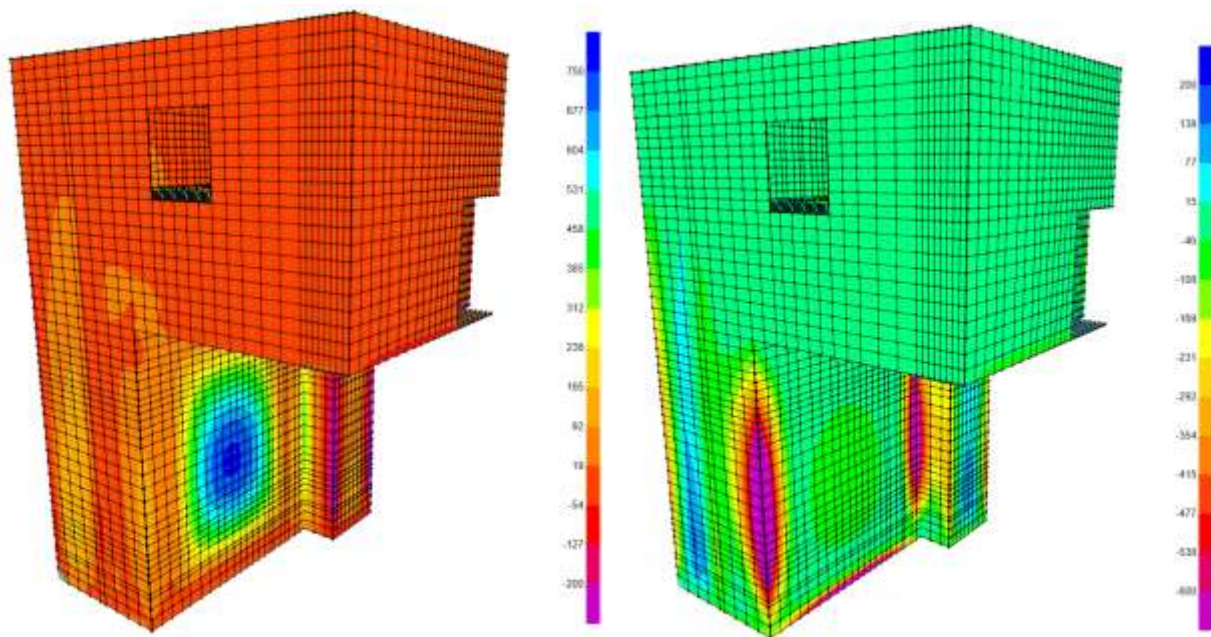


Figure 7-103: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=8.95.

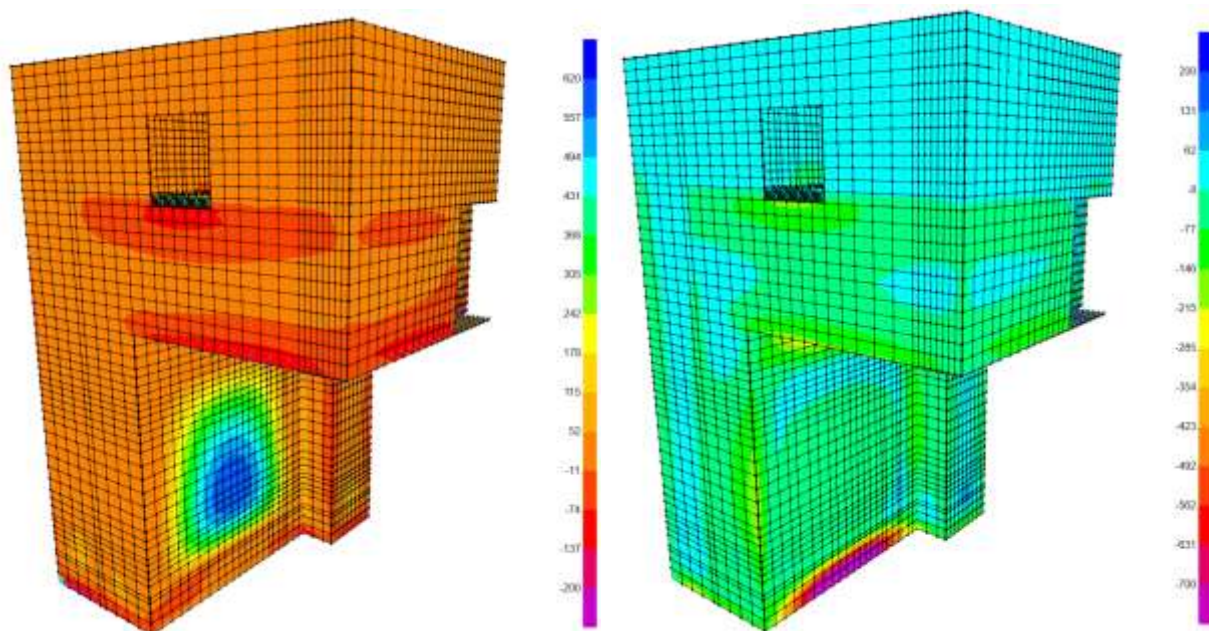


Figure 7-104: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Verifiche Setti perimetrali

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti perimetrali interrati a contatto con il terreno hanno spessore di 100cm e sono armati con 10 ϕ 30 al lembo superiore e 10 ϕ 30 al lembo inferiore in direzione orizzontale e verticale. Il setto interrato nel piano y-z per x=8.95m risulta essere quello maggiormente sollecitato per il quale è necessario disporre, nella parte centrale, un secondo strato di armatura orizzontale rappresentato da 10 ϕ 30. I setti perimetrali della struttura fuori terra hanno spessore di 80cm e sono armati con 5 ϕ 22 al lembo superiore e 5 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni maggiormente sollecitate:

Verifica momento orizzontale M11 – Setti struttura interrata, sp. 100cm

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0

2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.5	7.5	30
2	42.5	7.5	30
3	-42.5	92.5	30
4	42.5	92.5	30
5	-42.5	13.5	30
6	42.5	13.5	30
7	-42.5	86.5	30
8	42.5	86.5	30

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	30
2	3	4	8	30
3	5	6	8	30
4	7	8	8	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1100.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	750.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	750.00 (905.32)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1100.00	0.00	0.00	4518.94	0.00	4.11	141.4(16.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.93	50.0	100.0	-71.2	33.1	7.5	2150	141.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00040	0.00000	0.500	30.0	60	0.00021 (0.00021)	282	0.060 (0.20)	905.32	0.00

Verifica momento verticale M22 – Setti struttura interrata, sp. 100cm
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø30	(70.7 cm ²)
Barre superiori:	10Ø30	(70.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	10.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	10.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1000.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	700.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	700.00 (703.17)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	1000.00	0.03	2282.32	2.282	87.2	0.14	0.70	70.7 (15.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.09	100.0	0.00	70.4	-124.6	89.5	23.5	2350	70.7	8.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00073	0.00031	0.50	0.60	0.000374 (0.000374)	476	0.178 (0.20)	703.17

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 200$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 105$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s1} = 10$	$\emptyset 30$	$= 70.69 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 895$	mm altezza utile	$A_{s3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			70.69 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 1000.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.473 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.354$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.008 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 464.2 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 316.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 464.2 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 30.0^\circ \text{ inclinaz. bielle c/s} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.196 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 1072.0 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 3162.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1072.0 > 1000.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.1$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Verifica momento orizzontale M11 – Setti struttura fuori terra, sp. 80cm
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	350.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
---------	---	----

1 0.00 75.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	70.00 (368.73)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	60.00 (368.73)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	350.00	0.25	530.77	1.516	73.7	0.09	0.70	38.0 (12.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.14	80.0	0.00	63.6	-58.8	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00031	0.00008	0.50	0.60	0.000165 (0.000165)	553	0.091 (0.30)	368.73

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.91	80.0	0.00	63.6	-47.0	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00026	0.00007	0.50	0.40	0.000141 (0.000141)	553	0.078 (0.20)	368.73

Verifica momento verticale M22 – Setti struttura fuori terra, sp. 80cm
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	300.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 30.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	25.00 (362.71)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	20.00 (362.71)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	300.00	-0.28	524.11	1.747	72.6	0.10	0.70	38.0 (12.3)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.49	80.0	0.00	63.6	-24.4	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00012	0.00003	0.50	0.60	0.000061 (0.000061)	696	0.042 (0.30)	362.71

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.33	80.0	0.00	63.6	-16.3	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00010	0.00002	0.50	0.40	0.000049 (0.000049)	696	0.034 (0.20)	362.71

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 800$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{d,1} = 5$	$\emptyset 22$	$= 19.01 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{d,2} = 0$	\emptyset	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 729$	mm altezza utile	$A_{d,3} = 0$	\emptyset	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			19.01 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 280.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.524 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.372$$

$$\rho_1 = A_d / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 270.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle c/s} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trav)} \quad 5 \quad \text{passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 360.0 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 2795.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 360.0 > 280.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Setti interni interrati**Setti interni interrati - SLU-SLV**

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

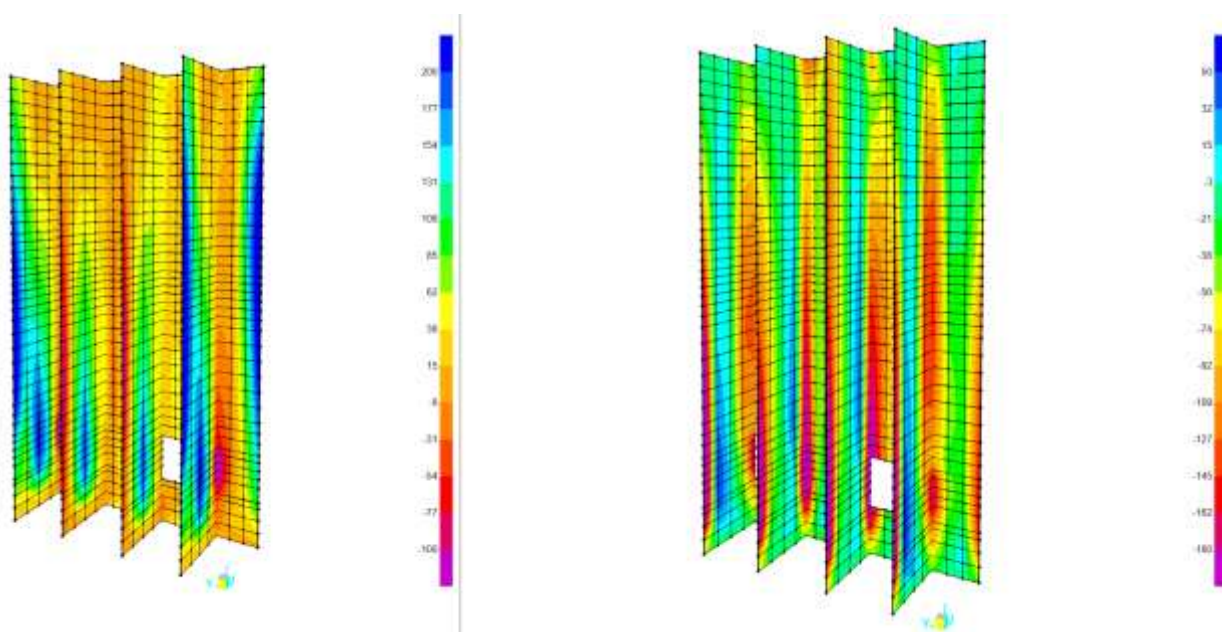
Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

Figure 7-105: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Involuppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

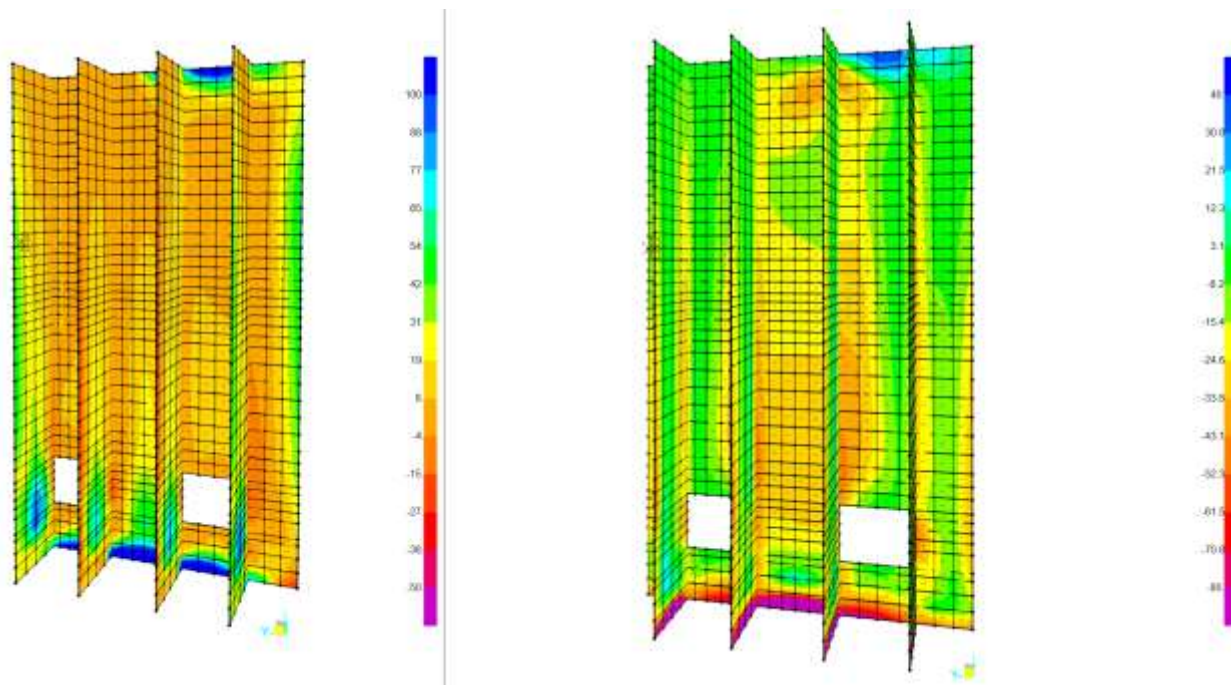


Figure 7-106: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

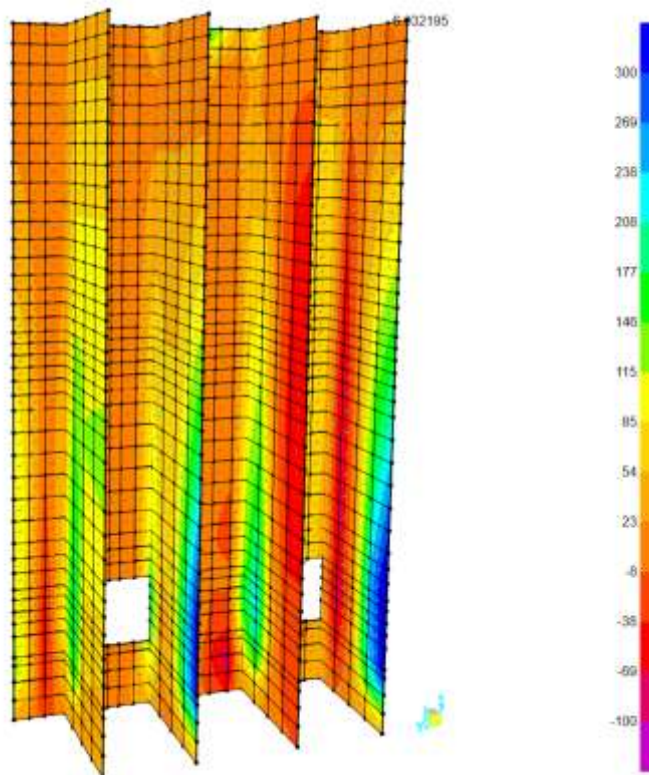


Figure 7-107: – V13,max

Setti interni interrati SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

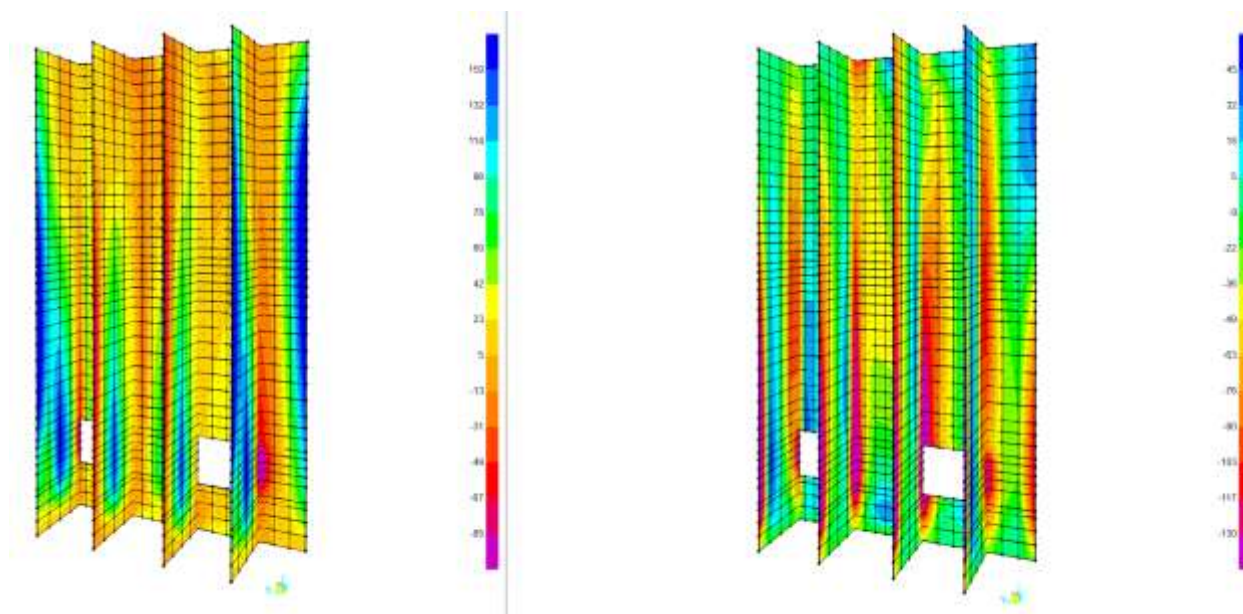


Figure 7-108: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

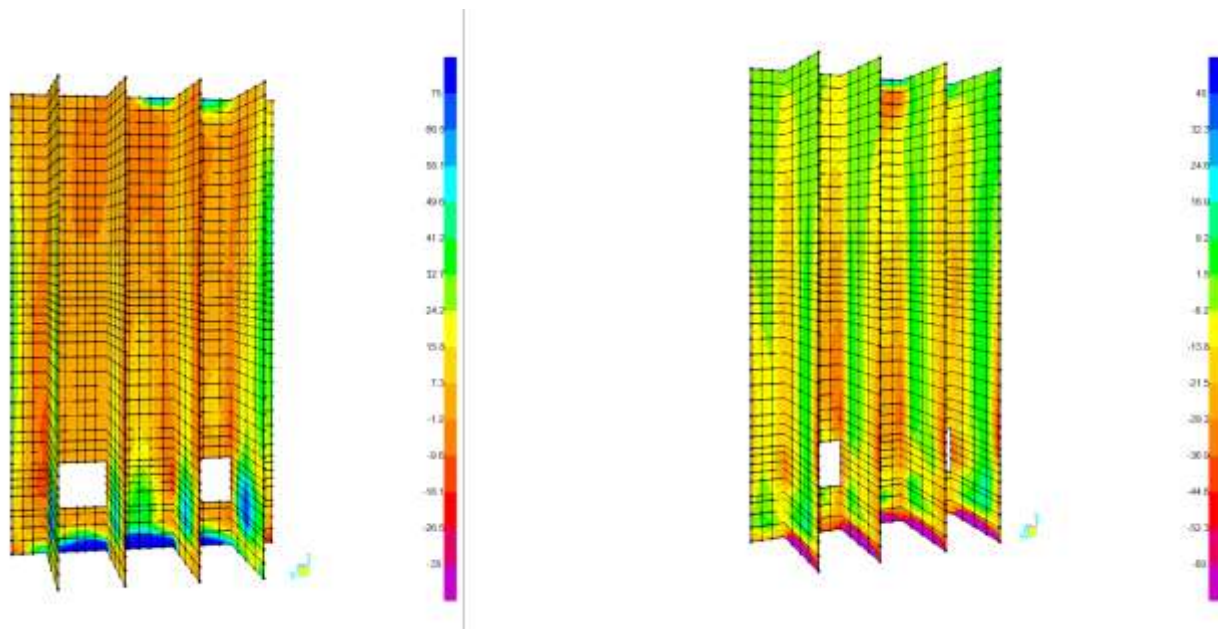


Figure 7-109: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 1.60 MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 5 ϕ 26 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

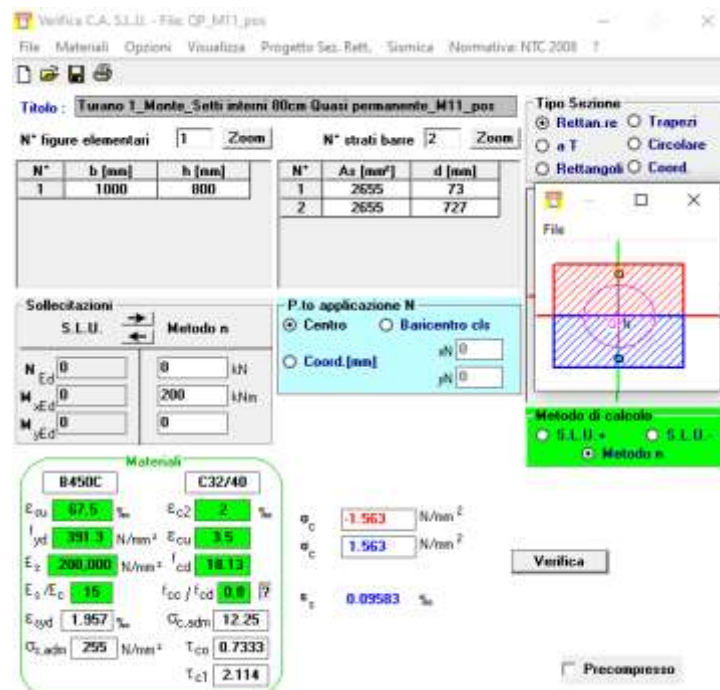


Figure 7-110: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti interni interrati SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11

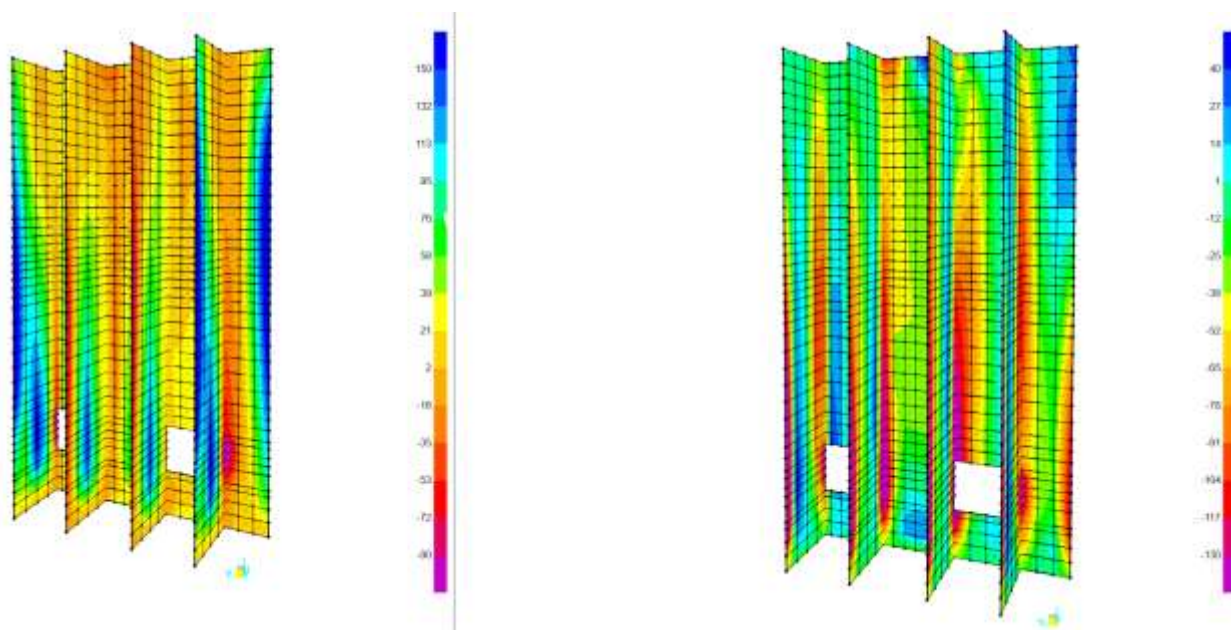


Figure 7-111: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22

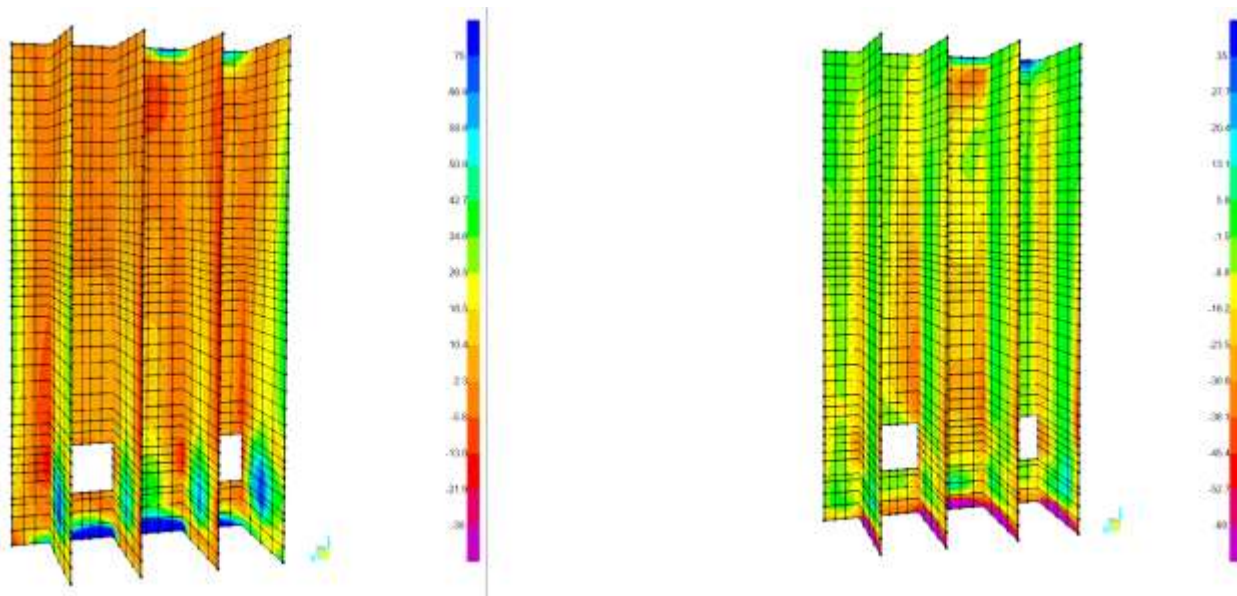


Figure 7-112: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Setti interni interrati SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Involuppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11

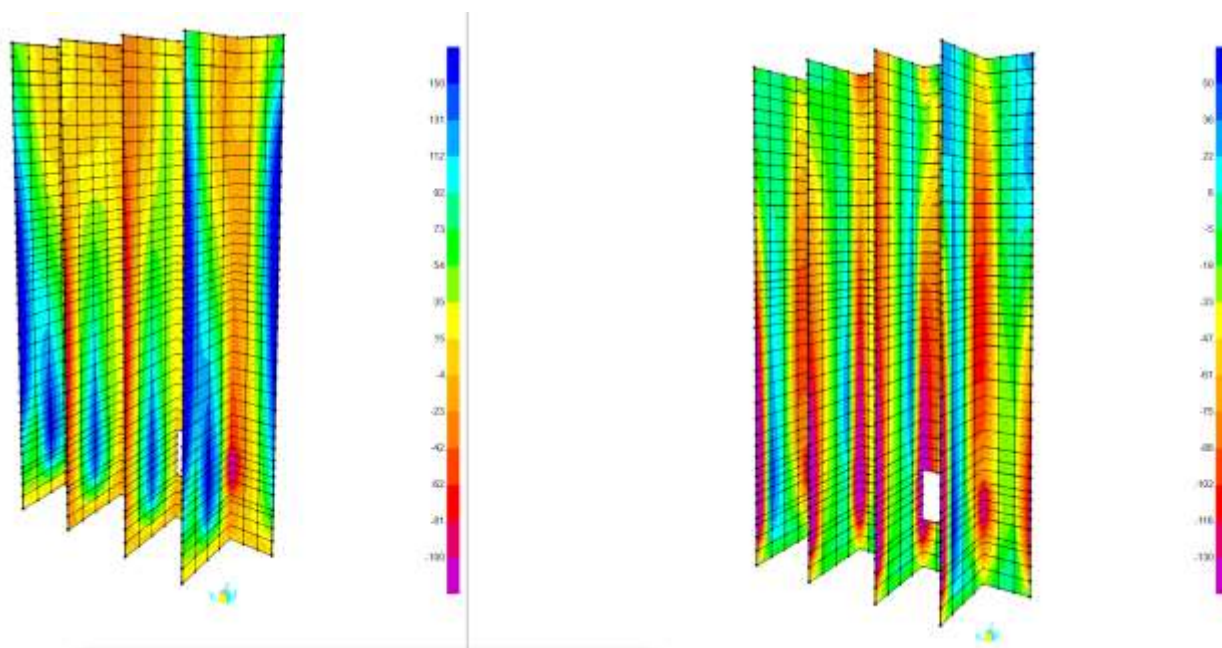


Figure 7-113: – Figure 7-114: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22

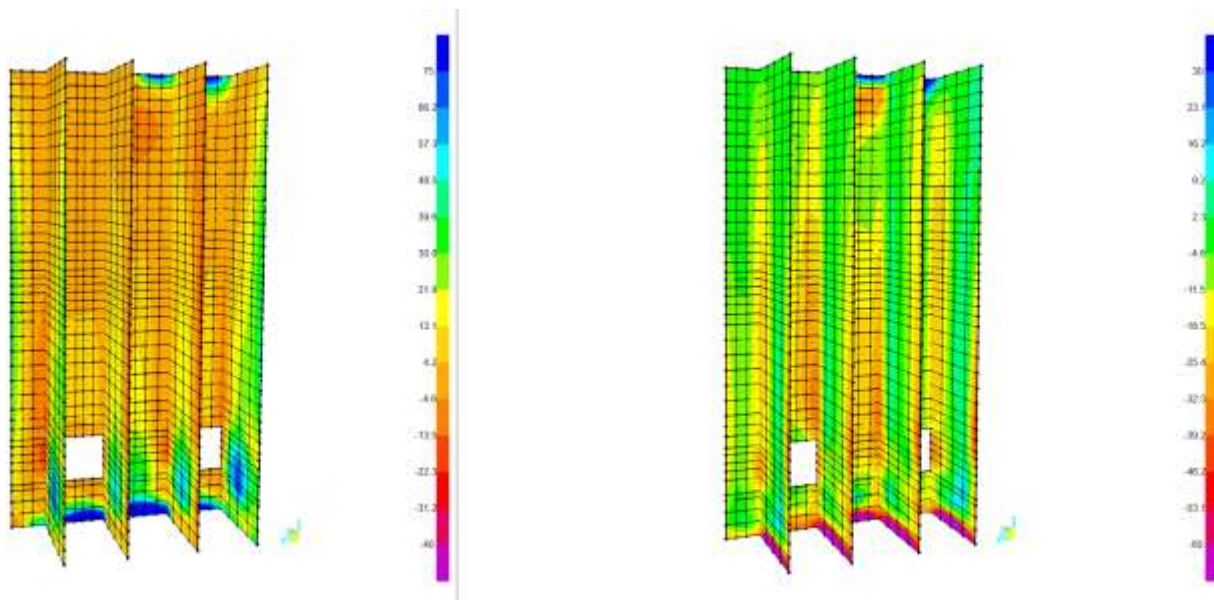


Figure 7-115: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Verifiche Setti interni interrati

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti interni hanno spessore di 80cm e sono armati con 5 ϕ 26 al lembo superiore e 5 ϕ 26 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

Verifica momento orizzontale M11

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

NOME SEZIONE: M11

(Percorso File: C:\Users\ggpellegrini\Desktop\Turano 1\verifiche\setto interni 80cm\RC SEC\M11.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5 ϕ 26	(26.5 cm ²)
Barre superiori:	5 ϕ 26	(26.5 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.3	cm

Coprif.Lat. (dal baric.barre): 5.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	200.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	150.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	150.00 (386.43)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	200.00	0.27	724.96	3.625	72.8	0.10	0.70	53.1 (12.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata				
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]				
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)				
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]				
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)				

Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.94	80.0	0.00	61.5	-85.2	72.7	18.3	1825	26.5	21.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00048	0.00015	0.50	0.60	0.000256 (0.000256)	508	0.130 (0.20)	386.43

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Barre superiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	100.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	75.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	75.00 (376.61)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	100.00	0.22	705.77	7.058	71.2	0.12	0.70	53.1 (12.2)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.07	80.0	0.00	61.5	-44.6	70.1	20.5	2050	26.5	20.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00027	0.00008	0.50	0.60	0.000134 (0.000134)	634	0.085 (0.20)	376.61

Nei confronti delle azioni di taglio non è necessaria una specifica armatura. Si dispongono comunque spilli $\phi 10/200 \times 200$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 800$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 73$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 26$		$= 26.55 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 727$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			26.55 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 300.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.525 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.373$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 301.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 270.9 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 301.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Il piano di imposta della fondazione a quota 399.70m s.l.m. è a 7.45m di profondità rispetto al piano campagna:

Molla verticale in fondazione a z=-7.45m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = \mathbf{1900724 \text{ kN/m}^3}$$

C **40** 1/m fattore che dipende dal sistema di misura

c' **75** kN/m² coesione

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi = 133.87$$

$$s_c = \mathbf{1}$$

ϕ **45** ° angolo di resistenza a taglio

γ **22** kN/m³ peso unità di volume

B 13.3 m larghezza fondazione

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 200.81$$

$$s_\gamma = \mathbf{1}$$

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} = 134.87$$

$$s_q = \mathbf{1}$$

$$n = \mathbf{0.5}$$

Z **7.45** m profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.

$$B = \mathbf{13.3 \text{ m}}$$

$$c \cdot N_c \cdot s_c = 10040.53805$$

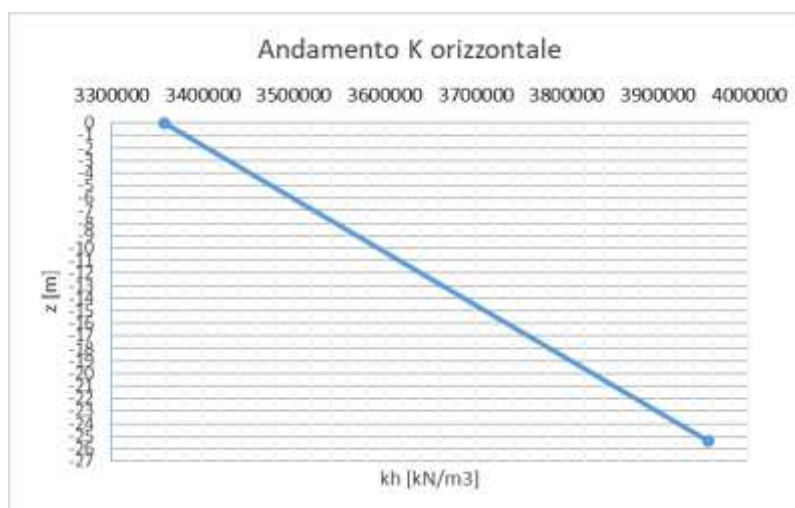
$$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma = 29378.61433$$

$$A_s = 1576766$$

$$\gamma \cdot N_q \cdot s_q = 2967.224494$$

$$B_s = 118689$$

Nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler il cui valore è stato calcolato come sopra descritto. Di seguito se ne riporta l'andamento con la profondità:



Nel software è stato considerato un valore costante medio pari a $K_s = 3660000$ kN/m³

7.9 Verifica fondazione compensata

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l'incremento di carico dato dall'edificio e il peso del terreno asportato.

ELEMENTO	A [m2]	b [m]	h [m]	sp [m]	numero	area fori [m2]	peso [kN]
fondazione 383	220.57	-	-	1.50	1.00		8271
fondazione 393	8.00	4.80	-	-	1.00		960
fondazione 397	7.30	4.80	-	-	1.00		876
fondazione 399	3.60	4.80	-	-	1.00		432
fondazione 399	25.00	-	-	0.80	1.00		500
fondazione 399	9.00	-	-	1.00	1.00		225
fondazione 401	195.00	-	-	1.50	1.00		7313
soletta p.c. 407	232.00	-	-	0.40	1.00		2320
setto perimetrale lato 1 interrato da 0.00 a 401	8.95	-	18.00	-	1.00		4028
setto perimetrale lato 1 interrato da 401 a 407	22.30	-	6.70	-	1.00		3735
setto perimetrale lato 1 fuori terrada 407 a 414	18.00	-	7.15	0.80	1.00	16.00	2898
setto perimetrale lato 2 interrato da 0.00 a 401	22.20	-	18.00	-	1.00		9990
setto perimetrale lato 2 interrato da 401 a 407	24.00	-	6.70	1.00	1.00	12.57	3706
setto perimetrale lato 2 fuori terrada 407 a 414	20.40	-	7.15	-	1.00		3647
setto perimetrale lato 3 interrato da 0.00 a 401	12.05	-	18.00	-	1.00		5423
setto perimetrale lato 3 interrato da 401 a 407	11.55	-	6.70	-	1.00		1935
setto perimetrale lato 3 fuori terrada 407 a 414	13.40	-	7.15	-	1.00		2395
setto perimetrale lato 4 interrato da 0.00 a 401	19.60	-	18.00	1.00	1.00	9.82	8575
setto perimetrale lato 4 interrato da 401 a 407	19.60	-	6.70	-	1.00		3283
setto perimetrale lato 4 fuori terrada 407 a 414	15.80	-	7.15	-	1.00		2824
setto interno piano x-z, y=2.35m da 0.00 a 407	3.44	-	24.70	-	4.00		8497
setto interno piano x-z, y=14.60m da 0.00 a 407	11.55	-	24.70	-	1.00		7132
setto interno piano y-z, x=4.30m da 0.00 a 407	17.20	-	24.70	1.00	1.00	16.50	10209
setto interno piano y-z, x=0.00m camera di scarico	13.50	4.80	-	1.00	1.00	4.91	1497
setto interno piano y-z, x=8.95m camera di scarico	6.92	4.80	-	-	1.00		830
setto interno piano y-z, x=16.59m camera di scarico	8.55	4.80	-	-	1.00		1026
setto interno piano x-z, y=24.42m camera di scarico	180.00	-	-	1.00	1.00		4500
acqua di invaso							24091

tot. 131'116

TERRENO RIMOSSO	sup. [m2]	h [m]	unità di volume [kN/m3]	peso [kN]
Volume 1	220	18	20	79200
Volume 2	85	14	20	23800
Volume 3	451	7	20	63140

tot. 166'140

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l'incremento di carico dato dall'edificio con il peso del terreno asportato.

7.10 Riepilogo incidenze

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO TURANO 1 - MONTE		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE quota 383.23m s.l.m.	150	140
FONDAZIONE quota 401.20m s.l.m.	150	100
SOLAIO PIANO CAMPAGNA quota 407.35m s.l.m.	40	150
SETTI INTERNI	80	130
SETTI PERIMETRALI INTERRATI	100	200
SETTI FUORI TERRA	80	100
SETTI INTERNI	100	200
FONDAZIONE camera di scarico	80	150
Pilastrini	50x100	120
Travi	50x50	180

Figure 7-116: – Riepilogo incidenze elementi strutturali Manufatto Turano 1 Monte

8 MANUFATTO TURANO VALLE

Il presente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto "Turano 3 – Manufatto di valle". Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE). L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

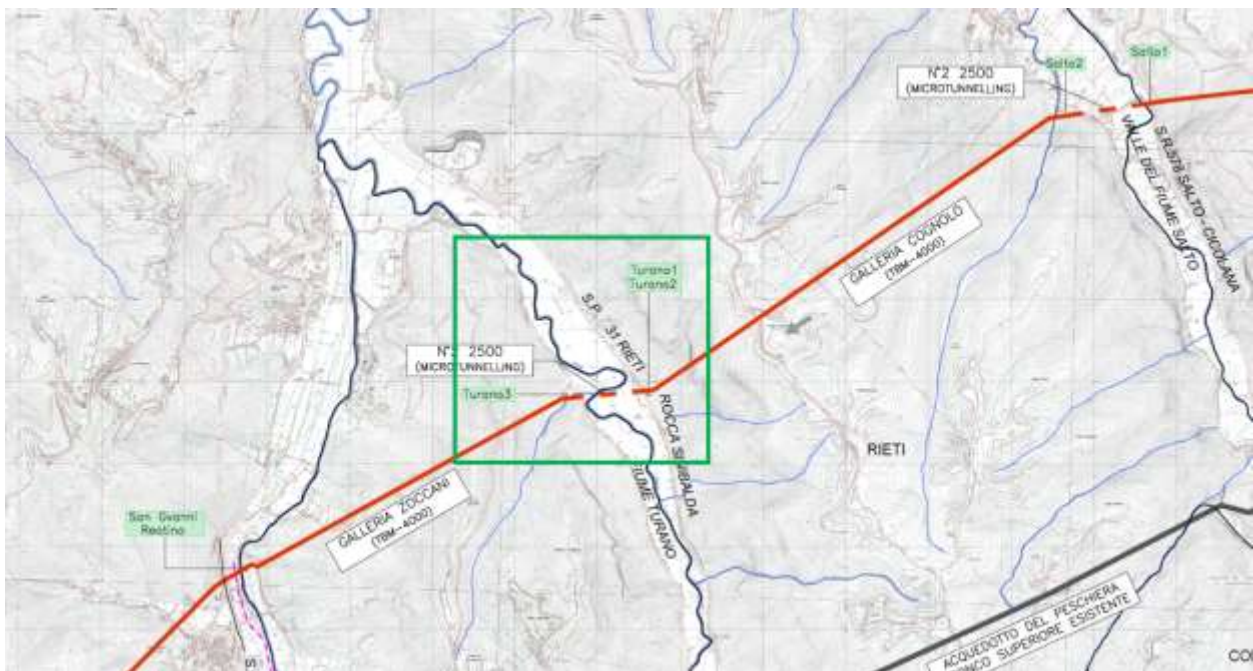


Figure 8-1: Planimetria generale

8.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 5- SAP 2000 Advanced versione 23.1.0 della CSI per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figure 8-2: Licenza SAP 2000

- 6- RC-SEC V.2022.14.1.1056 della Geostru, per la verifica di sezioni di calcestruzzo armato



Figure 8-3: Licenza RC-SEC

8.2 Inquadramento geotecnico

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento a quanto riportato in relazione geologica. In particolare, i parametri utilizzati sono di seguito riportati:

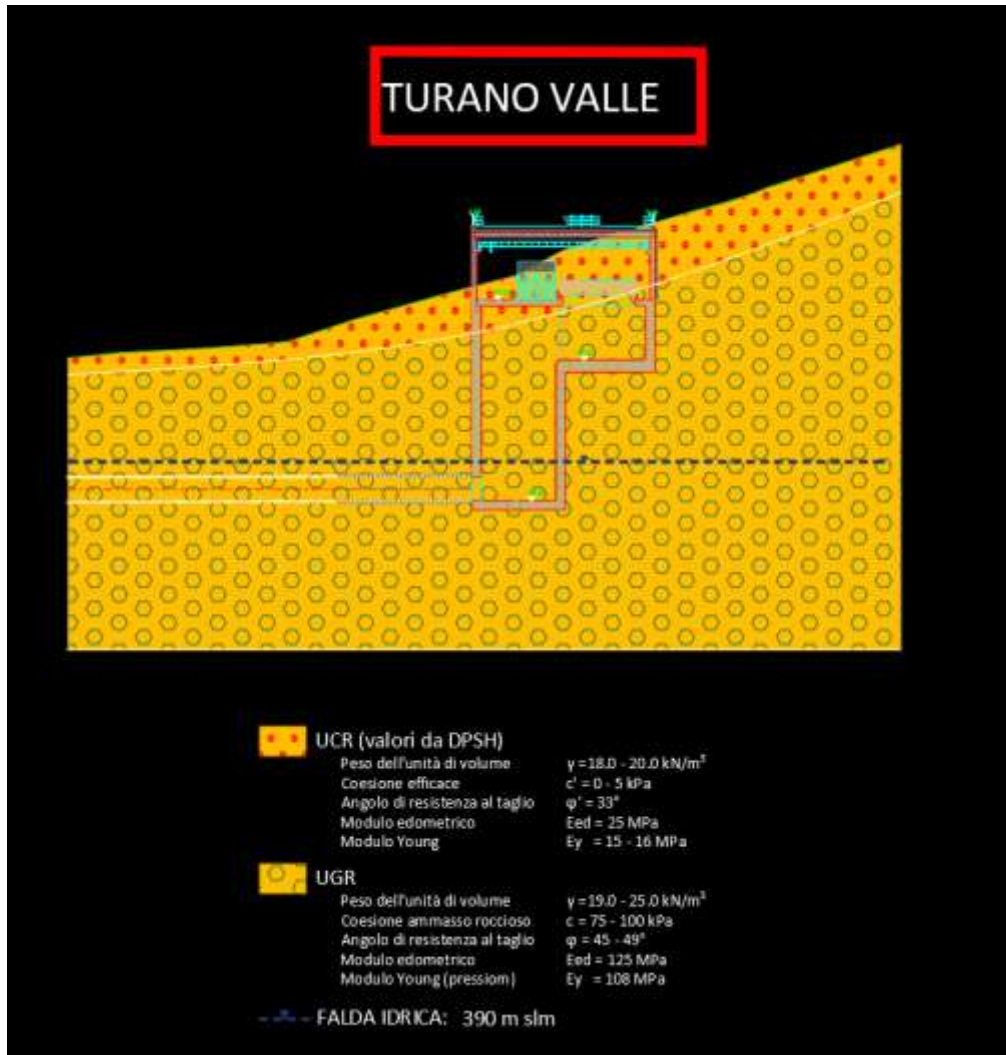


Figure 8-4: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo



Figure 8-5: Ubicazione opera

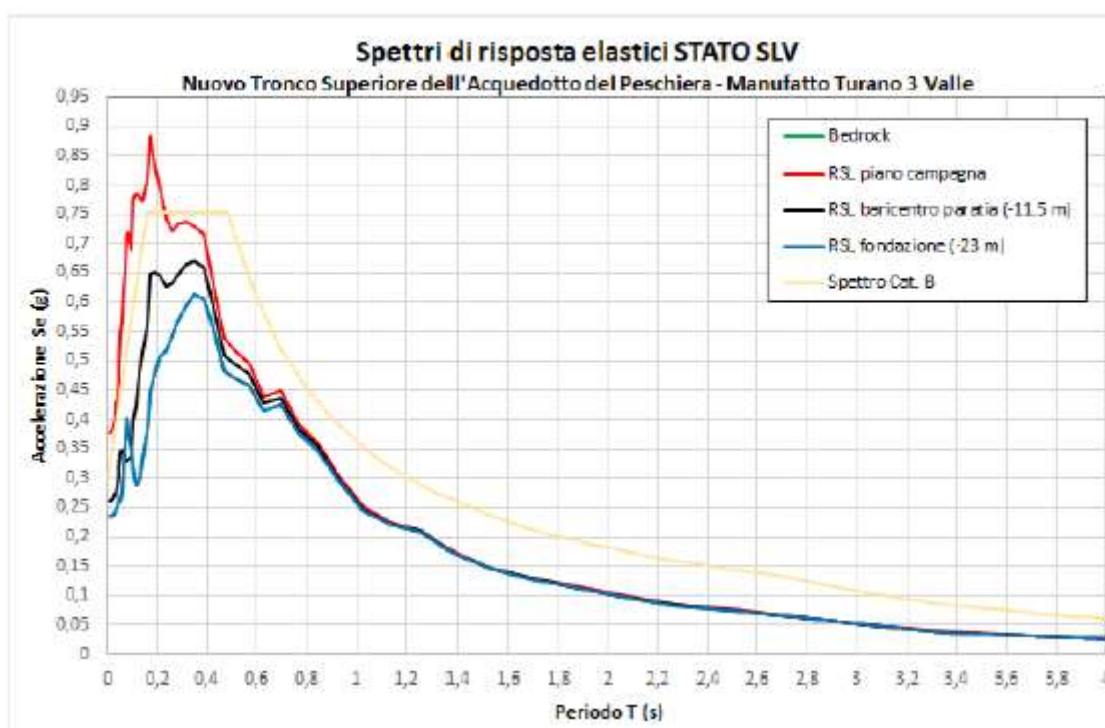
8.3 Inquadramento sismico

Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si assume un valore di VN pari a 100 anni. Vista la rilevanza che l'opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d'uso IV. Inoltre, è opportuno segnalare come l'assunto di opera strategica, e quindi aver assegnato una classe d'uso pari a IV, conferisce all'infrastruttura acquedottista una classe di affidabilità elevata.

Per il manufatto sono stati quindi considerati i seguenti parametri sismici:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84:
Long: 12.878785°
Lat: 42.359870°
- Quota Zero sismico: 407.10m slm (Piano Campagna)

Per gli spettri elastici si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geologica, in particolare agli studi specifici di risposta sismica locale, ed inseriti i valori dello spettro SLV nel modello di calcolo:



8.4 Schema di calcolo

La struttura è stata modellata per mezzo del software ad elementi finiti SAP2000 mediante elementi "plate and shell" per la modellazione di setti verticali ed elementi orizzontali. Di seguito il modello FEM della struttura:

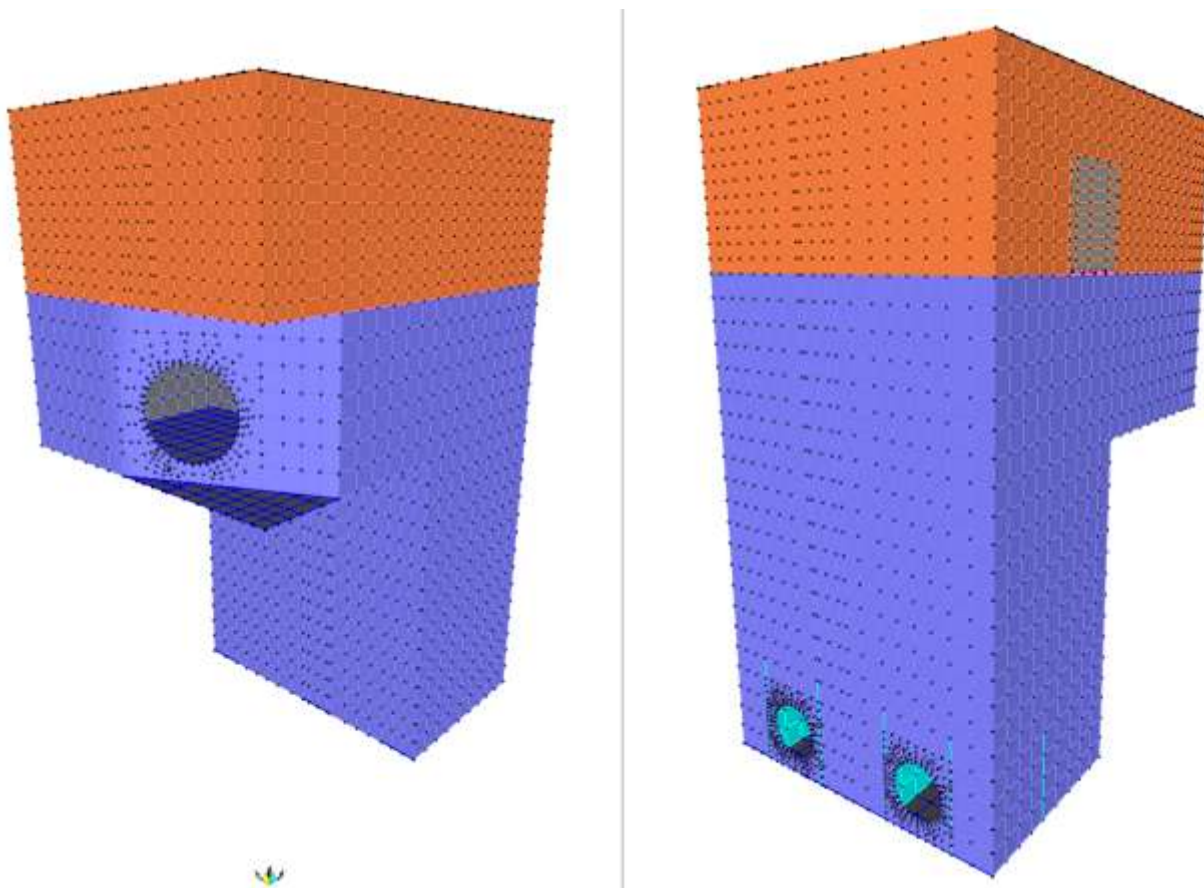


Figure 8-6: Vista estrusa del modello FEM

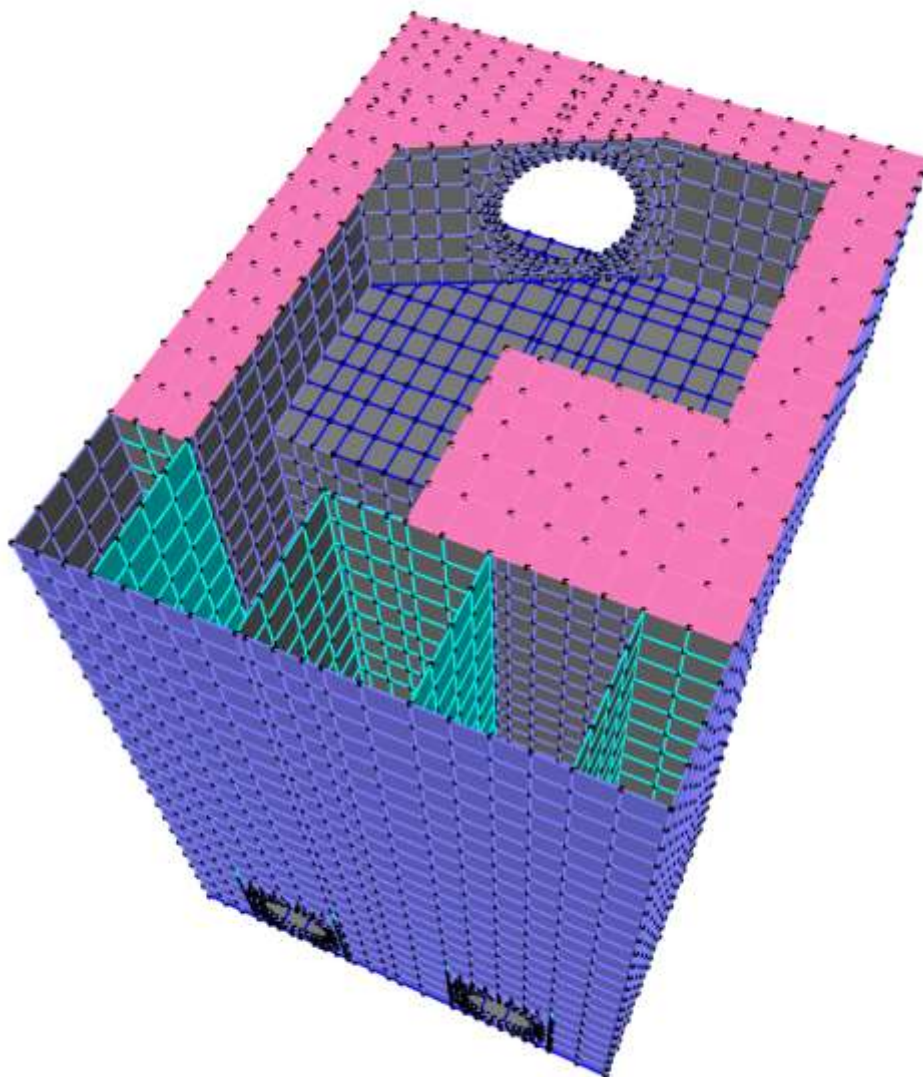


Figure 8-7: vista camera d'invaso qta 407.10m s.l.m.

8.5 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per la struttura.

8.5.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria e i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

8.5.2 Azioni in copertura

Solaio prefabbricato tipo pi greco

PESO PROPRIO

- Peso proprio elementi in c.a.p. = 3.65 kN/m^2

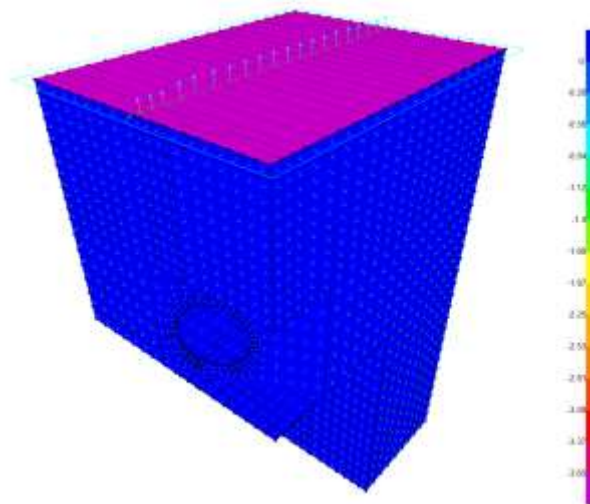


Figure 8-8: Caso di carico "Peso proprio copertura"

Permanente portato

- Soletta di completamento: $0.05 \times 25 = 1.25 \text{ kN/m}^2$
- Massetto pendenze: $0.10 \times 14 = 1.40 \text{ kN/m}^2$
- Guaina: 0.40 kN/m^2

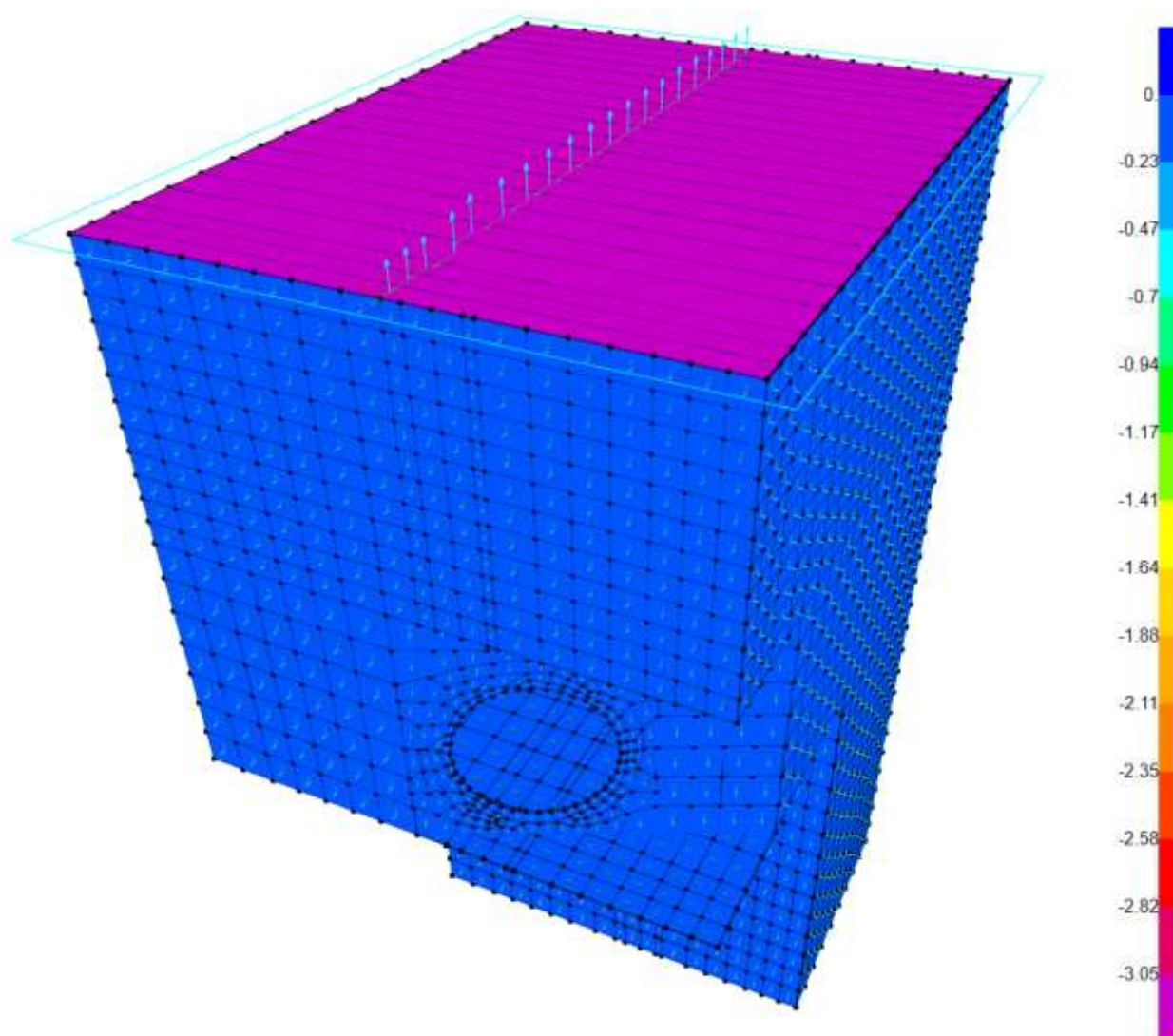


Figure 8-9: Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.20 \text{ kN/m}^2$

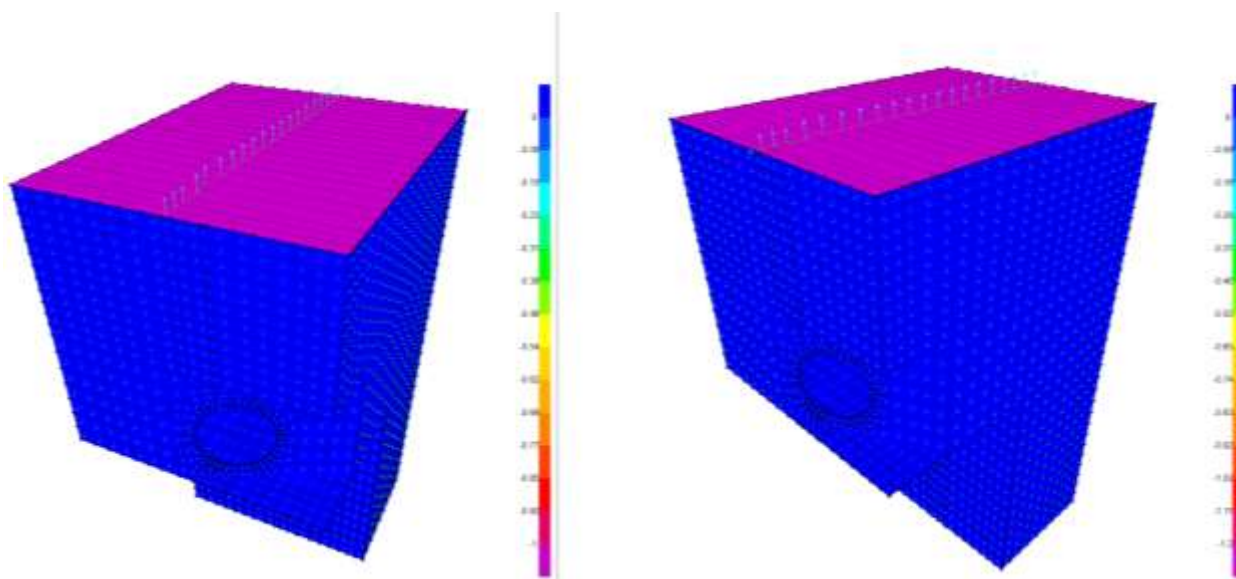


Figure 8-10: Casi di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ " e "Neve $Q_{k,2}$ "

8.5.3 Azioni su orizzontamento a piano campagna

Per il solaio a piano campagna (quota 407.10m s.l.m.), si considera oltre al peso proprio, un sovraccarico accidentale dovuto ad eventuali mezzi di 20 kPa. Tale carico viene applicato agli elementi in calcestruzzo.

- Sovraccarico accidentale mezzi $Q_{k,3} = 20.00$ kPa

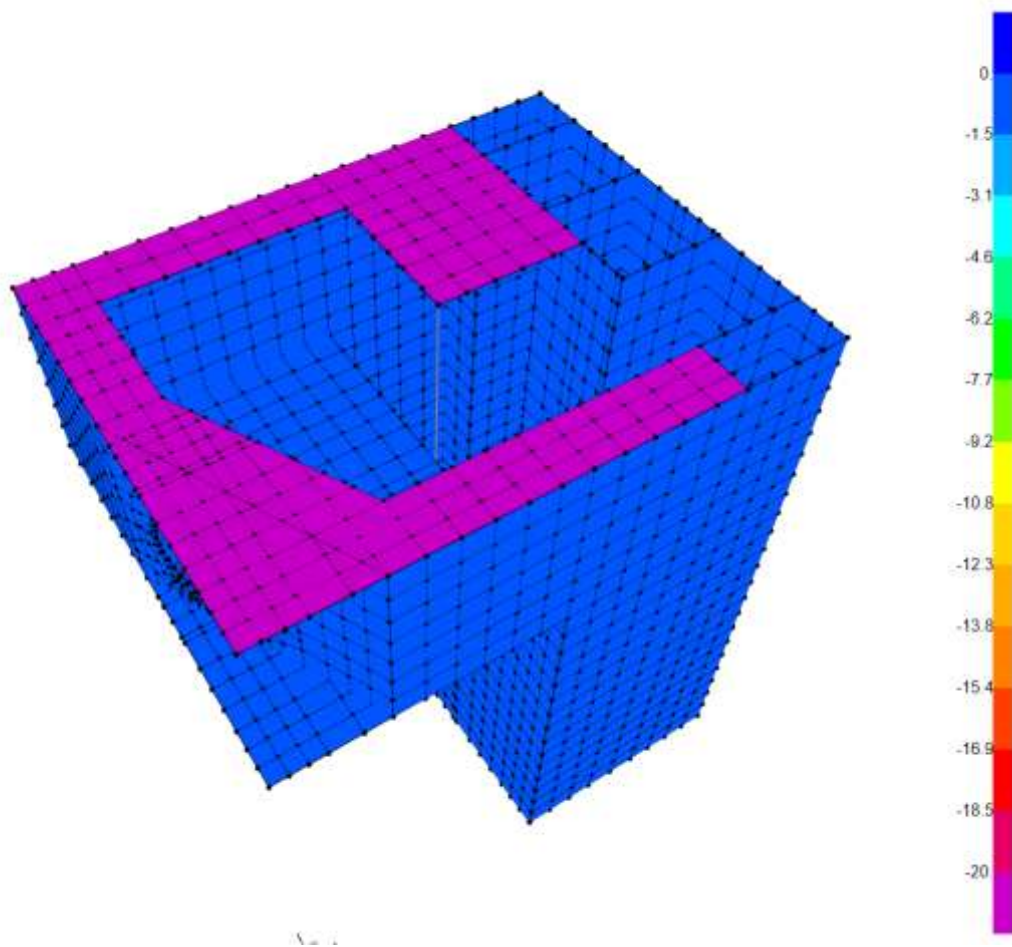


Figure 8-11: Caso di carico "mezzi $Q_{k,3}$ "

In corrispondenza dei setti verticali interni, si considera il peso proprio del grigliato keller e un sovraccarico accidentale di folla di 3 kPa:

- Peso proprio grigliato keller = 1.00kPa
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,4} = 3.00$ kPa

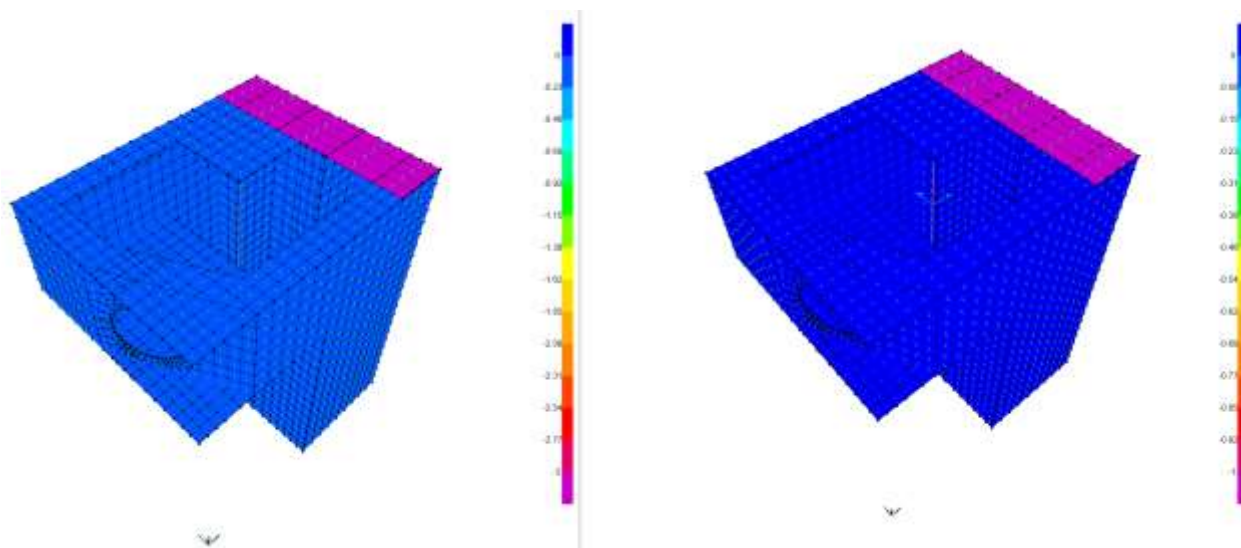


Figure 8-12: Casi di carico "peso proprio grigliato" e "folla $Q_{k,4}$ "

8.5.4 Peso verticale acqua di invaso

Per il solaio intermedio a quota 400.83m s.l.m., in condizioni di esercizio, insiste una pressione verticale dovuta alla presenza dell'acqua di invaso per un'altezza di 1.92m al di sopra del piano orizzontale. In condizioni eccezionali, il livello di invaso può arrivare a 4.87m al di sopra del piano orizzontale:

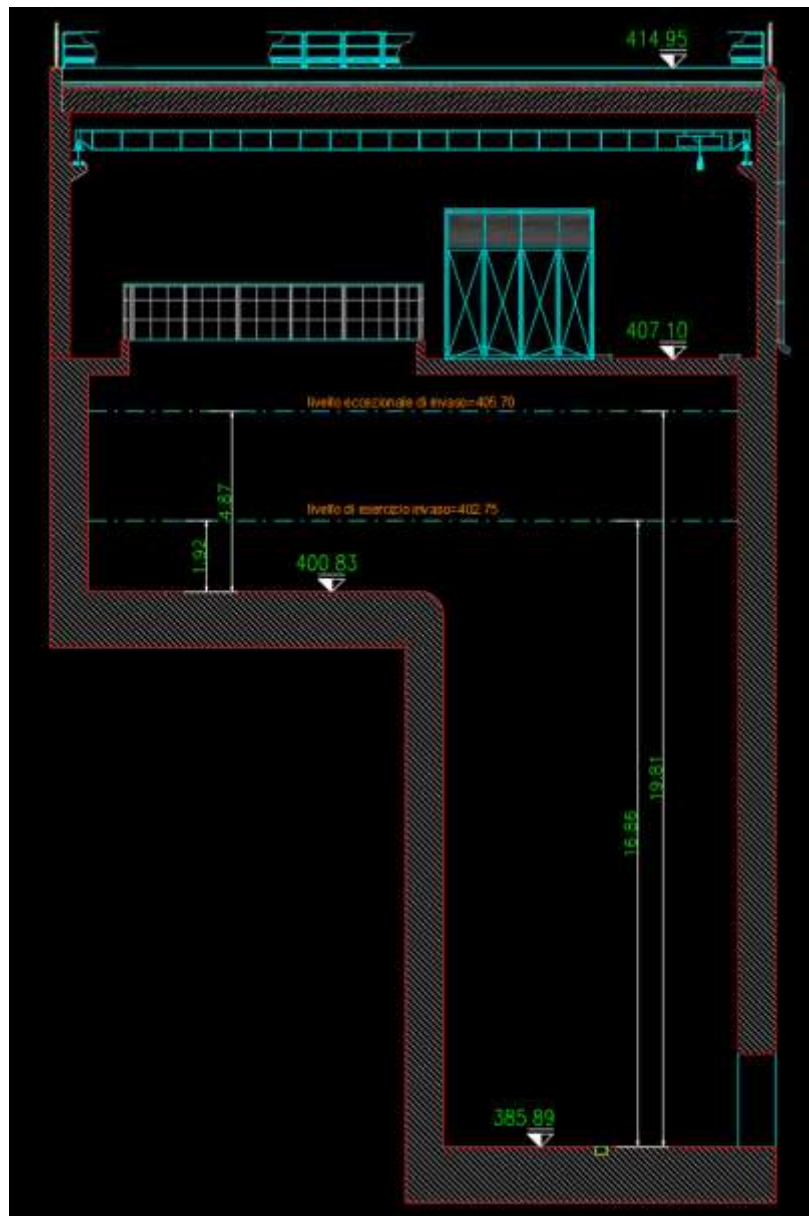


Figure 8-13: Livelli di invaso in condizioni di esercizio ed eccezionali

La pressione verticale dell'acqua d'invaso vale quindi:

- Peso verticale acqua in condizioni di esercizio = $\gamma wxh=10 \times 1.92 \approx 20 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma wxh=10 \times 4.87 \approx 50 \text{ kN/m}^2$.

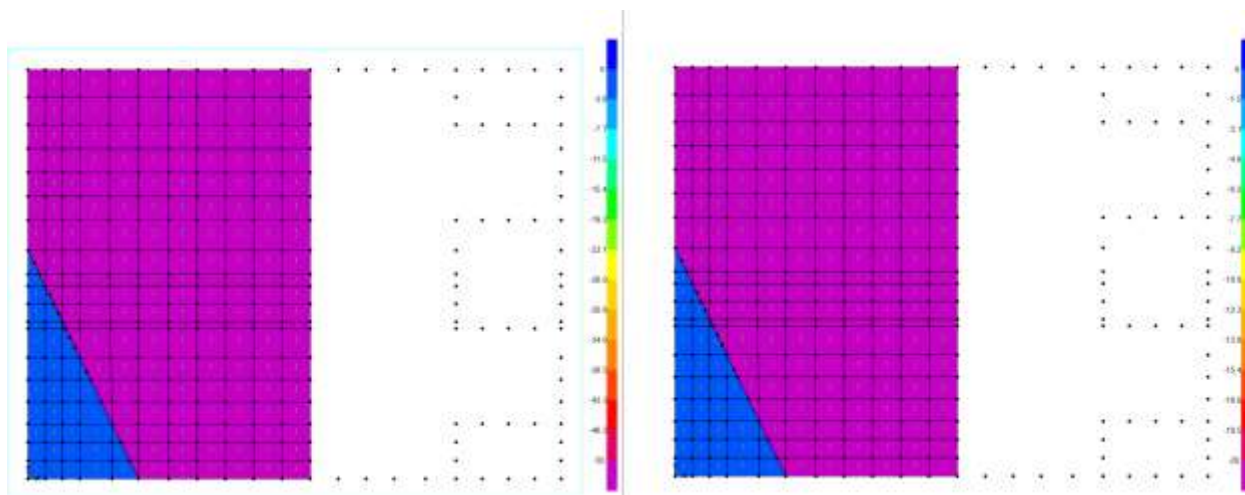


Figure 8-14: Casi di carico "peso verticale acqua di invaso in esercizio" e "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

Con riferimento alla platea di fondazione a quota 385.89m s.l.m., il tirante d'acqua in condizioni di esercizio è pari a 16.86m. In condizioni eccezionali, il livello di invaso può arrivare a 19.81m al di sopra del piano orizzontale.

La pressione verticale dell'acqua d'invaso vale quindi:

- Peso verticale acqua in condizioni di esercizio = $\gamma wxh = 10 \times 16.86 \approx 170 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua in condizioni eccezionali = $\gamma wxh = 10 \times 19.81 \approx 200 \text{ kN/m}^2$.

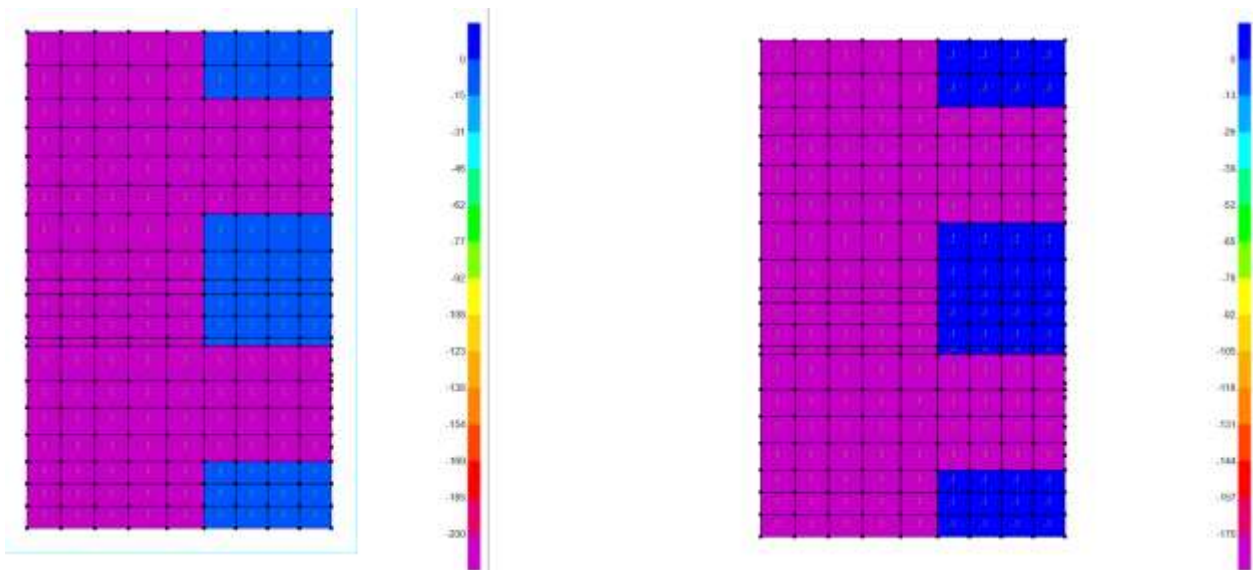


Figure 8-15: Casi di carico "peso verticale acqua di invaso in esercizio" e "peso verticale acqua di invaso eccezionale"

8.5.5 Carroponte

All'interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponte per la movimentazione degli organi di manovra. Il carroponte considerato è del tipo "INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE" con una portata massima di 5 t ed una luce di 18.00m. Si riporta di seguito una scheda tecnica del carroponte considerato:

INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE

20-dic-07

Gruppo strutturale A4 FEM
Vel. scorrimento 40/10 m/min
Vel. traslazione 20/5 m/min

PORTATA GRU t 5

PARANCO OPE 312.4T 10 N - corsa gancio m 9.5 - vel. soll. m/min 4 / 1

LUCE	Peso	Pmax	Pmin	I	L	C	B	T	D	D1	A	B1	F	H	R
mm	kg	daN	daN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5000	1980	2912	424	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
6000	2140	3036	459	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
7000	2300	3137	496	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
8000	2460	3223	534	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
9000	2620	3300	574	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
10000	2780	3370	614	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	200
11000	3090	3477	696	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
12000	3260	3542	741	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
13000	3570	3640	822	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	200
14000	3750	3703	870	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
15000	4030	3788	943	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
16000	4440	3910	1054	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	200
17000	5170	4117	1260	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
18000	5400	4186	1311	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
19000	5630	4255	1372	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
20000	6380	4463	1573	3150	3650	1180	560	360	1060	1190	140	1250	1150	290	200
.....

Figure 8-16: Estratto scheda tecnica carroponte

Nel modello di calcolo sono stati applicati due casi di carico, uno simulante il peso del carroponte che fornisce reazioni simmetriche nei due appoggi e uno simulante la presenza del carico da 5t a ridosso di uno dei due appoggi, in accordo alle distanze minime fornite nella scheda tecnica. Dal momento che il punto di applicazione del carico è eccentrico rispetto all'asse della parete verticale, sarà applicato al modello un'azione verticale ed un momento fuori piano della parete:

Azioni per effetto del peso proprio del carroponte:

$$VA=VB=54/2=27 \text{ kN}$$

$$MA=MB=27 \times 0.60 = 16.20 \text{ kNm} \quad (0.60 \text{ è la distanza tra il punto di applicazione della forza e l'asse della parete})$$

Azioni per effetto del carico da 5t

VA=47.00 kN; MA=28.20 kNm;
kNm.

VB=3.00 kN; MB= 1.80

8.5.6 Spinta statica del terreno

La spinta statica del terreno sulle pareti al di sotto del piano campagna è stata valutata in condizioni di spinta a riposo.

La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in presenza di falda (Q_f , quota della falda):

per profondità $z < Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_o (\gamma_{nat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f))$$

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell'unità di volume del terreno;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$;
- γ_{sat} , peso saturo dell'unità di volume del terreno;
- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- k_0 , coeff. di spinta a riposo = $1 - \sin\phi$.

La falda è a quota 390m s.l.m.

In accordo al profilo geotecnico, l'unità che esercita la spinta orizzontale sul manufatto è la UGR. Si riporta di seguito l'andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchietto riepilogativo del calcolo delle stesse:

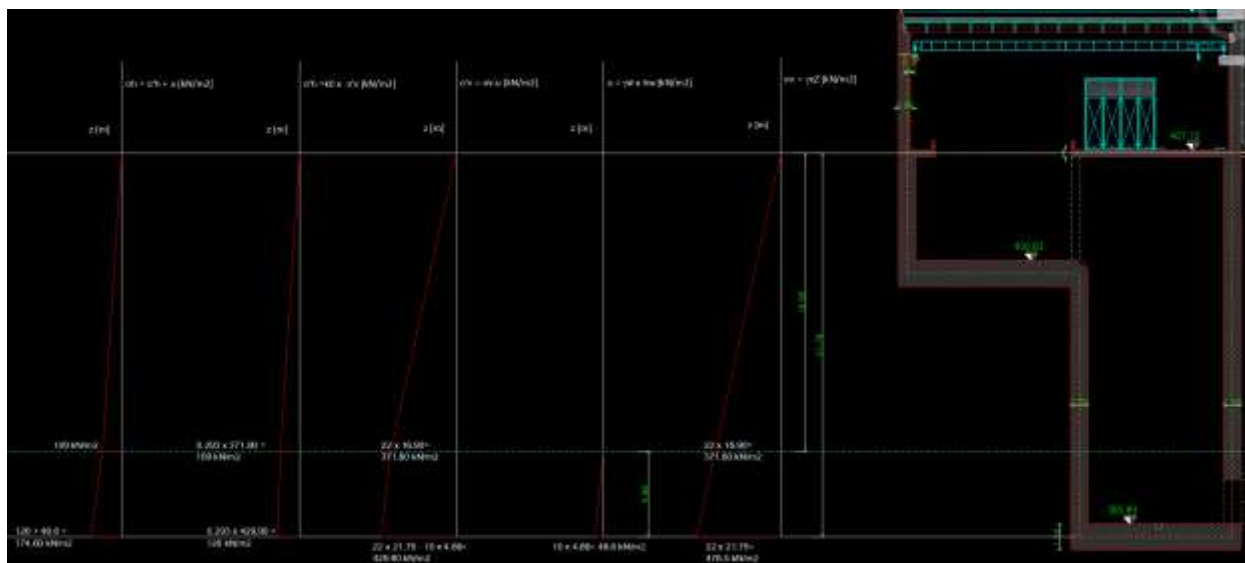


Figure 8-17: Andamento tensioni orizzontali totali

G1 spinta orizzontale del terreno sulle pareti verticali

	spessore [m]	hw [m]	γ [kN/m ³]	γ mediato [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	ϕ [°]	ϕ mediato [°]	k_0	σ_v [kPa]	u [kPa]	σ_v [kPa]	σ_h [kPa]	σ_h [kPa]
strato 1	21.75	4.86	22	22	10	45	45.0	0.293	479	48.6	430	126	175

Figure 8-18: Andamento tensioni orizzontali totali

Si riporta di seguito l'applicazione nel software di calcolo. Al fine di applicare le pressioni al modello sono stati considerati due diversi casi di carico, ovvero "Spinta terreno sopra falda" e "spinta terreno sotto falda". I due casi di carico sono ovviamente contemporanei:

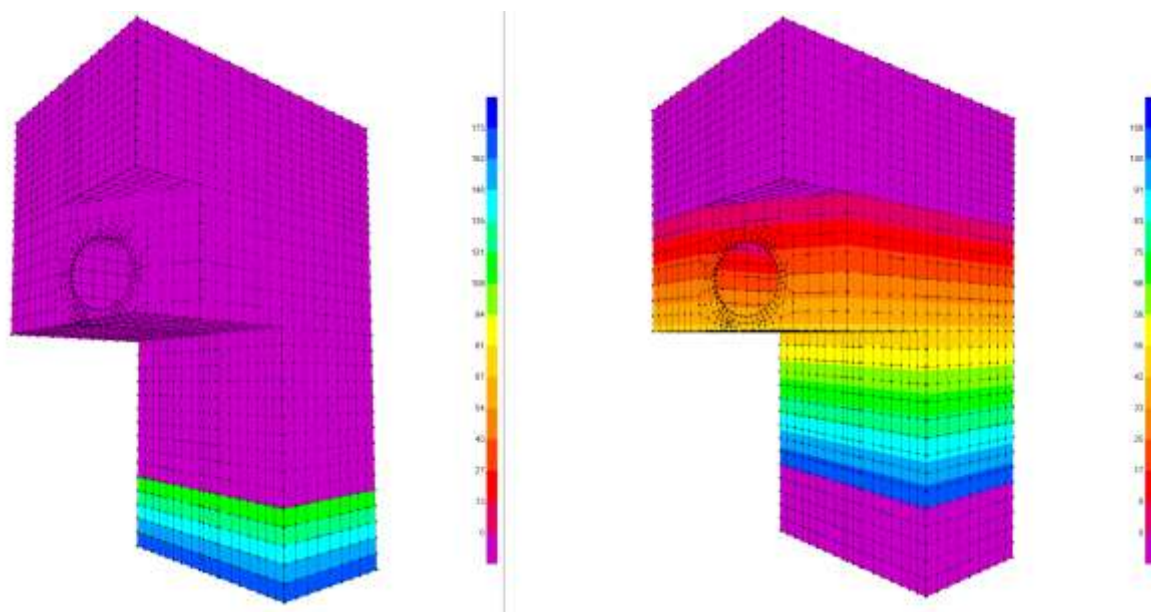


Figure 8-19: Spinta del terreno lato sud-ovest

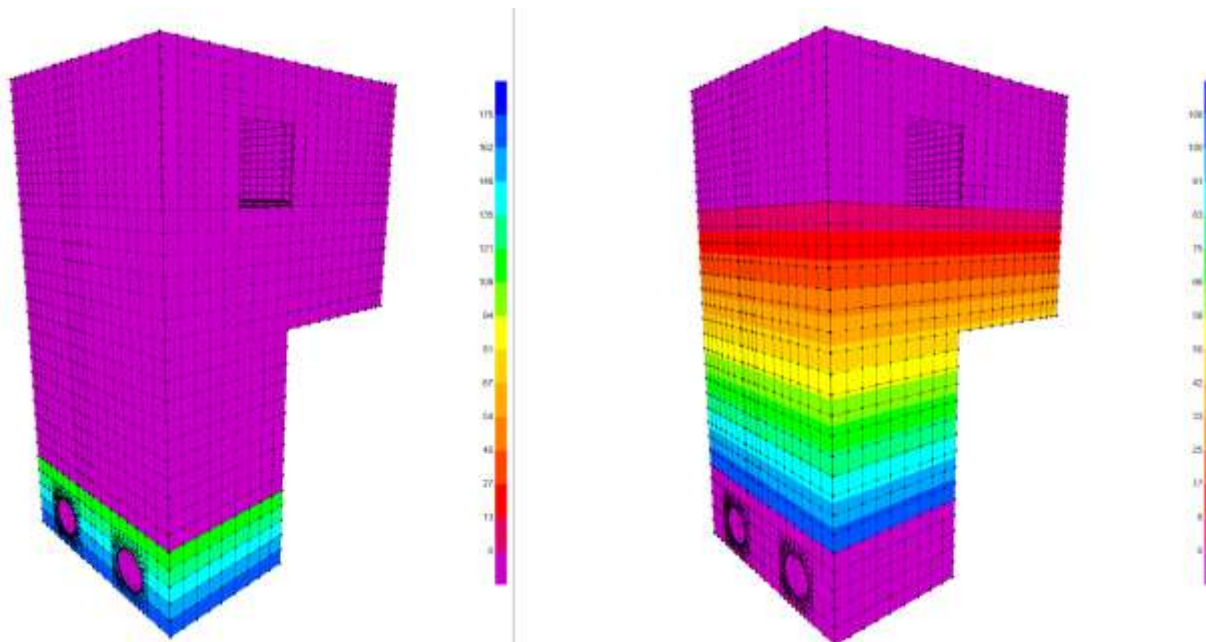


Figure 8-20: Spinta del terreno lato nord - est

8.5.7 Spinta statica dell'acqua di invaso

All'interno del manufatto, è presente un tirante d'acqua che vale 16.86m in condizioni di esercizio e 19.81m in condizioni eccezionali. L'altezza del tirante è misurata rispetto al piano di fondazione a quota 385.89m s.l.m.

La spinta statica dell'acqua d'invaso nella vasca è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$P_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

dove:

- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- z' , profondità dal livello d'invaso.

Sono state considerate le seguenti configurazioni di invaso:

- condizione di esercizio: battente idrico a quota 402.75m s.l.m. (per tale condizione sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche);
- condizione di scarico: manufatto vuoto;
- condizione eccezionale: battente idrico a quota 405.70m s.l.m.

A titolo di esempio si riporta di seguito l'applicazione delle pressioni al modello per la condizione in esercizio che prevede l'applicazione di una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times 16.86 \approx 170$ kPa. Nel modello di calcolo è stato considerato anche il caso eccezionale in cui l'altezza del tirante è pari a 19.81m. In queste condizioni è stata applicata una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times 19.81 \approx 200$ kPa.

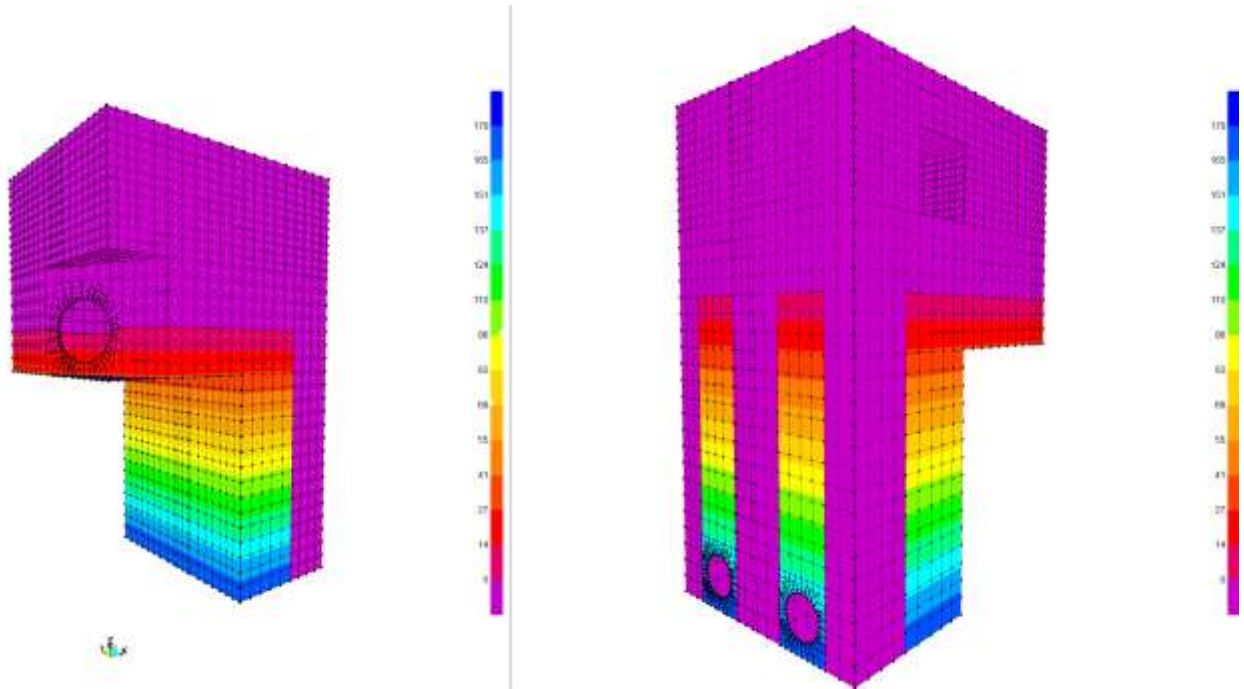


Figure 8-21: Spinta acqua di invaso sulle pareti perimetrali in condizioni di esercizio

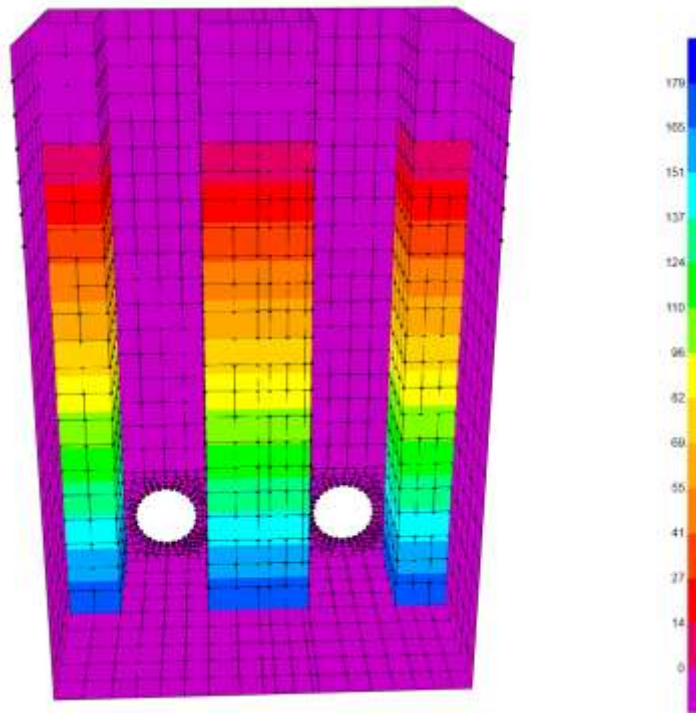


Figure 8-22: Spinta acqua di invaso sulle pareti interne in condizioni di esercizio

8.5.8 Peso panconi

Si considera il peso dei panconi di chiusura del microtunneling e della galleria Zoccani sui relativi orizzontamenti. In particolare, i panconi di chiusura del microtunneling graveranno sul piano di fondazione a quota 385.89m s.l.m., il pancone di chiusura della galleria Zoccani graverà sull'orizzontamento a quota 400.83m s.l.m. Si considera un peso del pancone di 4.5t ovvero 45 kN. Per il microtunneling si considera una larghezza del pancone di 3.00m, mentre per la galleria si considera una larghezza del pancone di 4.50m. Nel modello di calcolo sarà applicato un carico distribuito pari a $45/3.00=15$ kN/m, disposti in corrispondenza delle aperture del microtunneling e un carico distribuito pari a $45/4.50=10$ kN/m, disposti in corrispondenza dell'apertura della galleria. Di seguito l'applicazione dei carichi al modello:

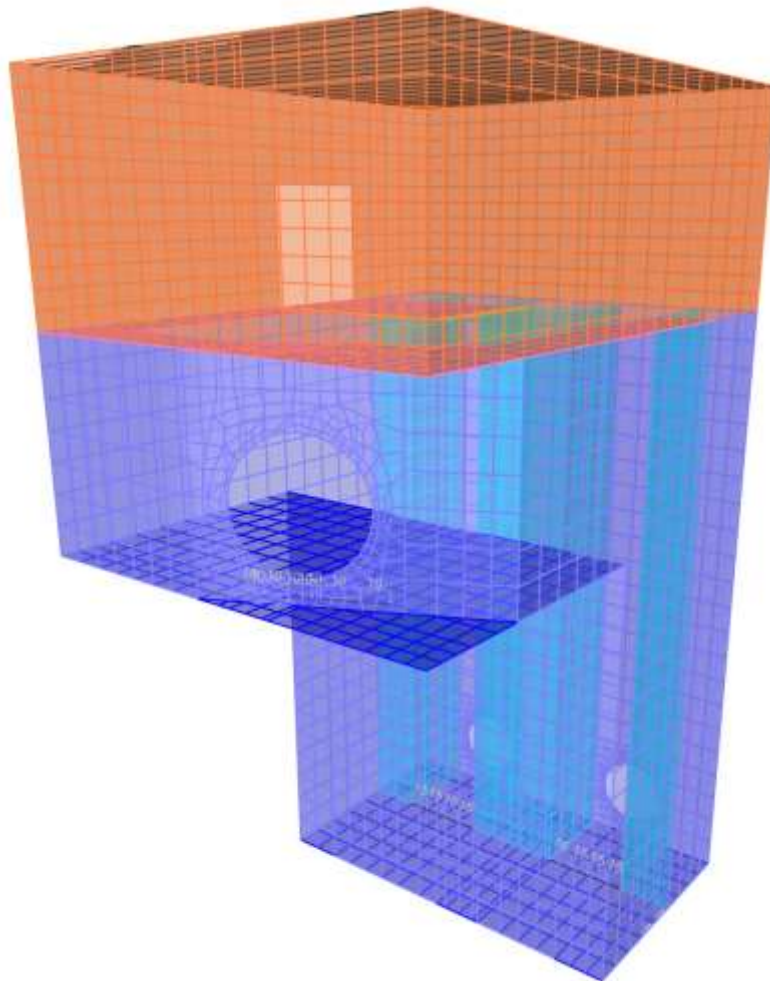


Figure 8-23: Peso panconi

8.5.9 Spettri di progetto

Lo spettro di progetto è stato implementato sul modello di calcolo utilizzando lo spettro proveniente dall'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) sul piano di coordinate $Se(g)$ e T , per gli stati limite di riferimento SLD ed SLV.

Spettro di Risposta SLD

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico RSL allo SLD in direzione X e Y, implementato nel modello FEM:

T [sec]	Se [g]
0.0100	0.1680
0.0110	0.1682
0.0122	0.1684
0.0134	0.1688
0.0148	0.1692
0.0164	0.1698
0.0181	0.1705
0.0199	0.1711
0.0220	0.1719
0.0243	0.1733
0.0268	0.1760
0.0296	0.1789
0.0327	0.1854
0.0361	0.1978
0.0398	0.2045
0.0439	0.2052
0.0485	0.2167
0.0535	0.2325
0.0590	0.2813
0.0652	0.3135
0.0719	0.3498
0.0794	0.3484
0.0876	0.4165
0.0967	0.4503
0.1067	0.5010
0.1178	0.4598
0.1300	0.4009
0.1435	0.4012
0.1583	0.3735
0.1747	0.3491
0.1929	0.3723
0.2128	0.3606
0.2349	0.3704
0.2593	0.3521
0.2861	0.3235
0.3158	0.2980
0.3486	0.2826
0.3847	0.2779

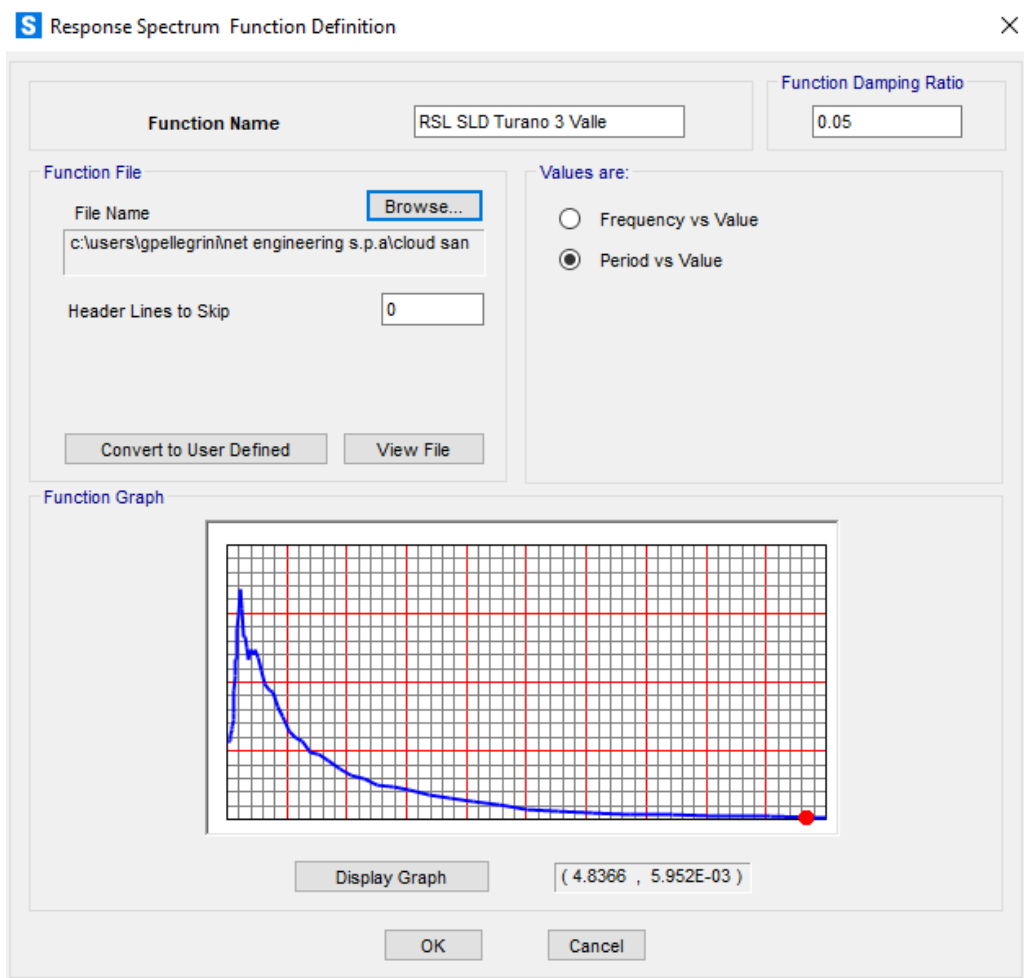


Figure 8-24: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLD

Spettro di Risposta SLV

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico SLV in X e in Y, implementato nel modello FEM per l'analisi lineare pseudostatica:

T [sec]	Se [g]
0.0100	0.3774
0.0110	0.3778
0.0122	0.3782
0.0134	0.3787
0.0148	0.3794
0.0164	0.3803
0.0181	0.3814
0.0199	0.3825
0.0220	0.3826
0.0243	0.3866
0.0268	0.3898
0.0296	0.3944
0.0327	0.4034
0.0361	0.4260
0.0398	0.4363
0.0439	0.4616
0.0485	0.4933
0.0535	0.5454
0.0590	0.5691
0.0652	0.6240
0.0719	0.6568
0.0794	0.7155
0.0876	0.7180
0.0967	0.6884
0.1067	0.7747
0.1178	0.7843
0.1300	0.7801
0.1435	0.7715
0.1583	0.8094
0.1747	0.8805
0.1929	0.8300
0.2128	0.7950
0.2349	0.7417
0.2593	0.7215
0.2861	0.7342
0.3158	0.7356
0.3486	0.7275
0.3847	0.7147
0.4246	0.6300
0.4686	0.5375

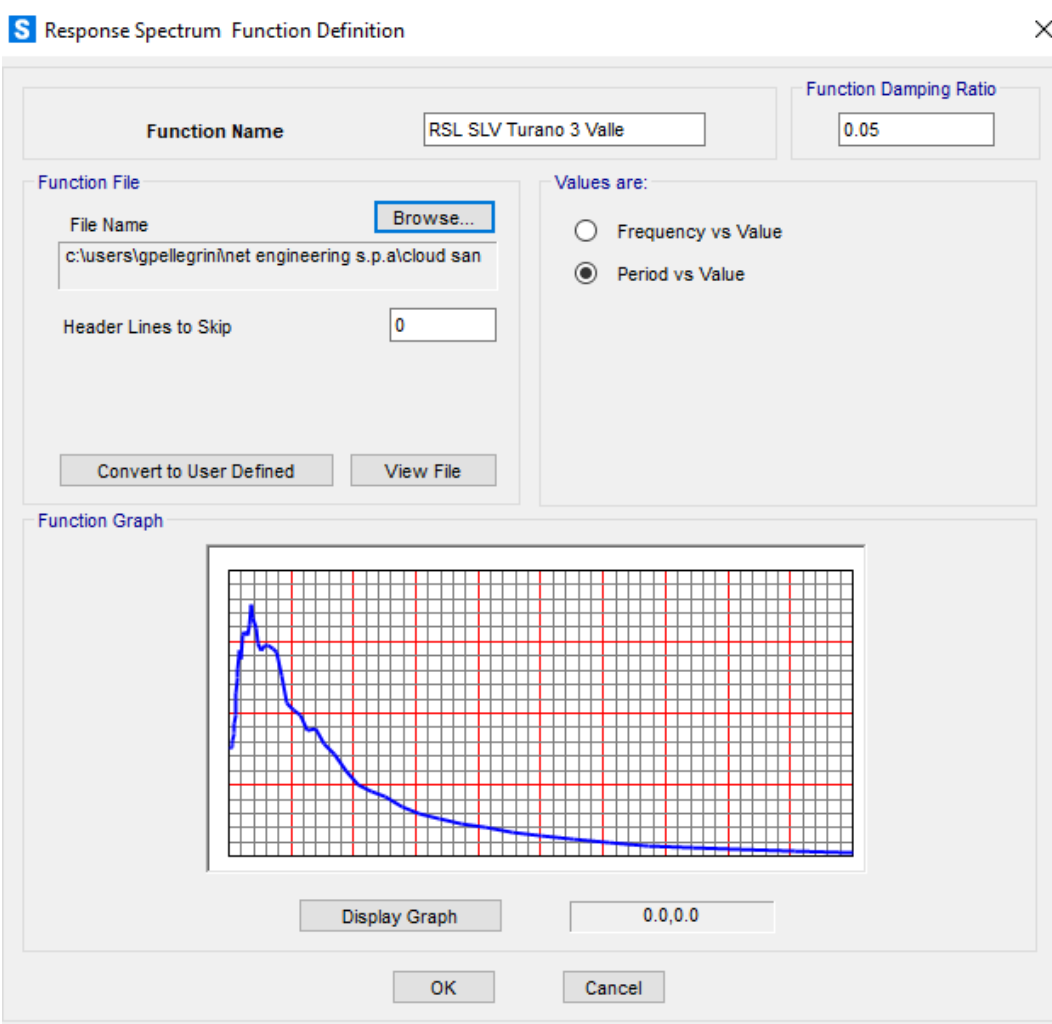


Figure 8-25: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLV

La struttura è stata considerata non dissipativa, in accordo con il par.7.3.1 delle NTC2018 lo spettro di progetto allo SLV, derivante dalle analisi di RSL, è stato abbattuto utilizzando un fattore di struttura $q=1.5$.

8.5.10 Analisi strutturale sismica

L'azione sismica è stata valutata prendendo in considerazione le analisi di risposta sismica locale (RSL). In particolare, l'analisi utilizzata per il calcolo delle azioni in fase sismica nel modello FEM è di tipo statico lineare e prevedono:

- per la porzione del manufatto fuori terra l'applicazione dello spettro di risposta al p.c. (individuato come zero sismico), a seconda dello stato limite e derivante dall'analisi RSL;
- nel verso di applicazione dell'azione sismica per la porzione interrata l'interazione struttura-paratia-terreno è stata tenuta in conto considerando un incremento alla Wood proporzionale all'accelerazione in corrispondenza di $T=0$ nello spettro di risposta derivante da RSL posto al baricentro della paratia. Tali azioni sono state applicate direttamente al modello FEM a seconda del verso imposto da ciascuna combinazione sismica;
- nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler;
- analogamente a quanto ipotizzato per l'incremento di spinta dinamica del terreno, le azioni inerziali interne alla struttura sono state tenute in conto avvalendosi dell'accelerazione corrispondente a periodo nullo nello spettro di risposta derivante da RSL in corrispondenza del baricentro della paratia. (ad esempio, per l'incremento dinamico della pressione idraulica si è utilizzata la formula di Westergaard con kh pari ad ag).

Di seguito si riporta il calcolo e l'applicazione al modello dei vari contributi di incremento dinamico.

Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Per quanto riguarda l'incremento della spinta del terreno in fase dinamica, il valore dell'accelerazione da tenere in conto per l'applicazione della formula di WOOD risulta pari a:

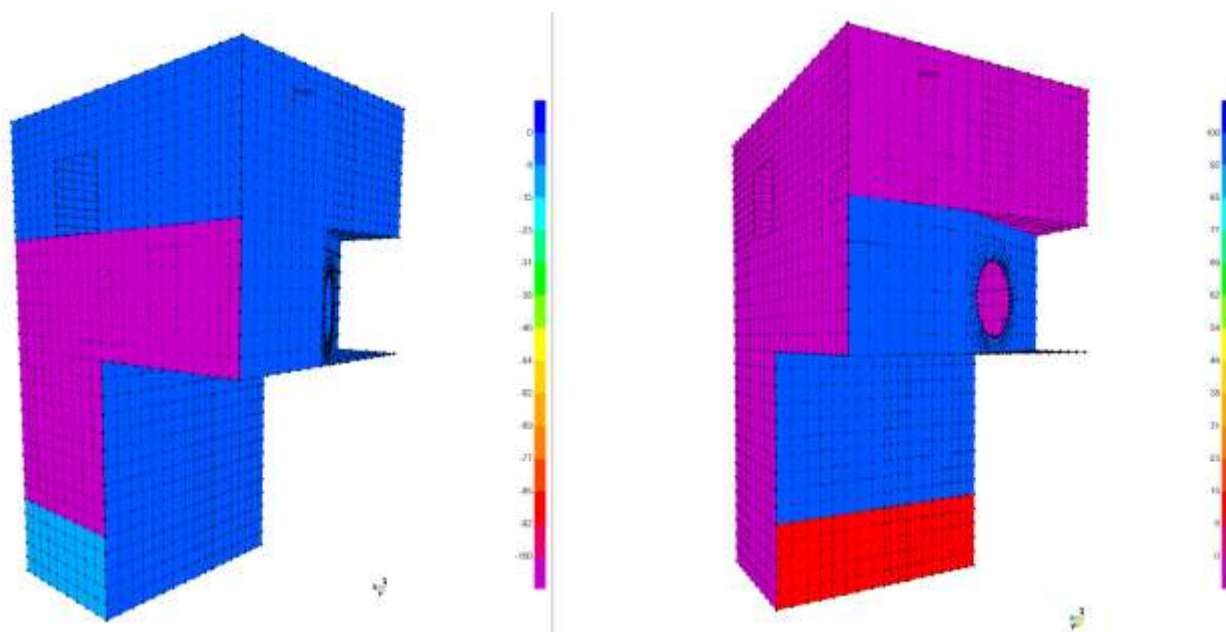
- $a_g/g=0.261$, valore dell'accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD		
$kh=ag/gxSsxSt=$	0.261	
γ mediato [kN/m ³]	22.0	
H [m] sopra falda	16.90	
ΔPw sopra falda= $kh\gamma xh=$	97	kN/m ²
γ_w [kN/m ³]	10	
γ' mediato [kN/m ³]	12.0	
H [m] sotto falda	4.86	
ΔPw sotto falda= $kh\gamma xh=$	15	kN/m ²

Figure 8-26: Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

A titolo di esempio si riporta l'applicazione della sovraspinta implementata nel software agente in direzione +X e -Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione -X e +Y:



***Figure 8-27: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione
+x (a dx) e -y (a sx)***

Incremento spinta idrostatica in fase dinamica

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca è valutato integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

Data la presenza di falda è stato considerato anche il relativo incremento della spinta in fase dinamica.

Falda

$$P_{\max} (z=4.86\text{m}) = 7/8 \times 0.261 \times 10 \times (4.86 \times 4.86)^{0.5} = 11 \text{ kPa}$$

A titolo di esempio si riporta l'applicazione al modello in direzione +X e -Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione -X e +Y:

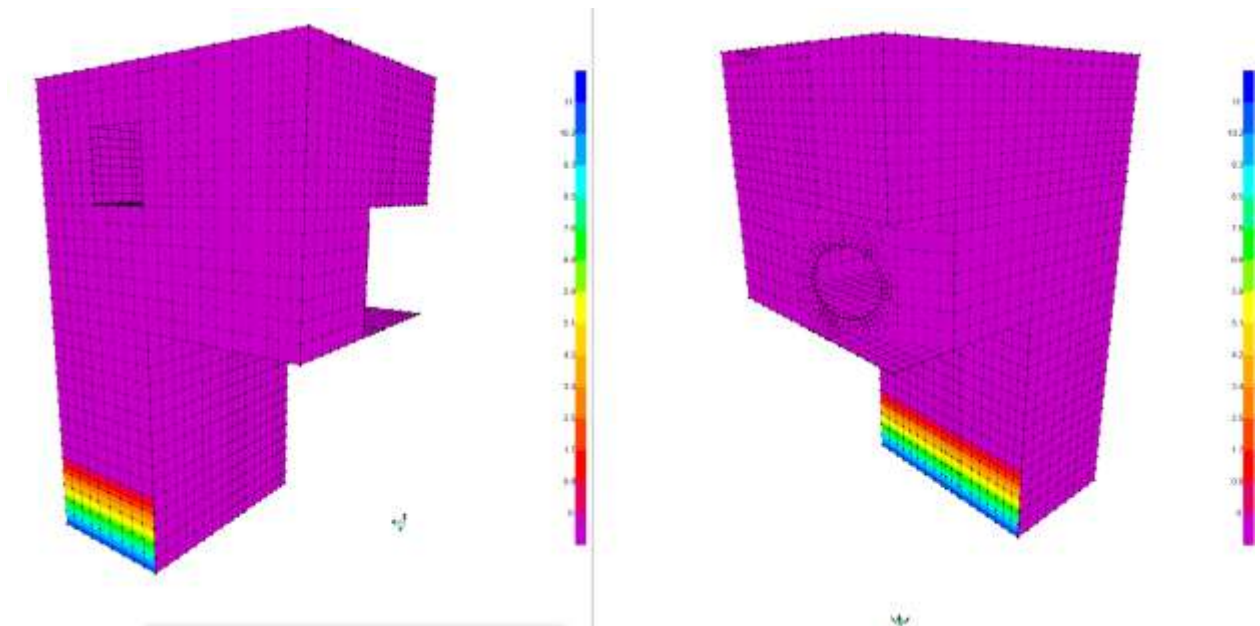


Figure 8-28: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione -y (a sx) e +x (a dx)

Invaso

$$P_{\max} (z=16.86\text{m}) = 7/8 \times 0.261 \times 10 \times (16.86 \times 16.86)^{0.5} = 39 \text{ kPa}$$

A titolo di esempio si riporta l'applicazione al modello in direzione +X e -Y. L'incremento è stato applicato anche in direzione -X e +Y:

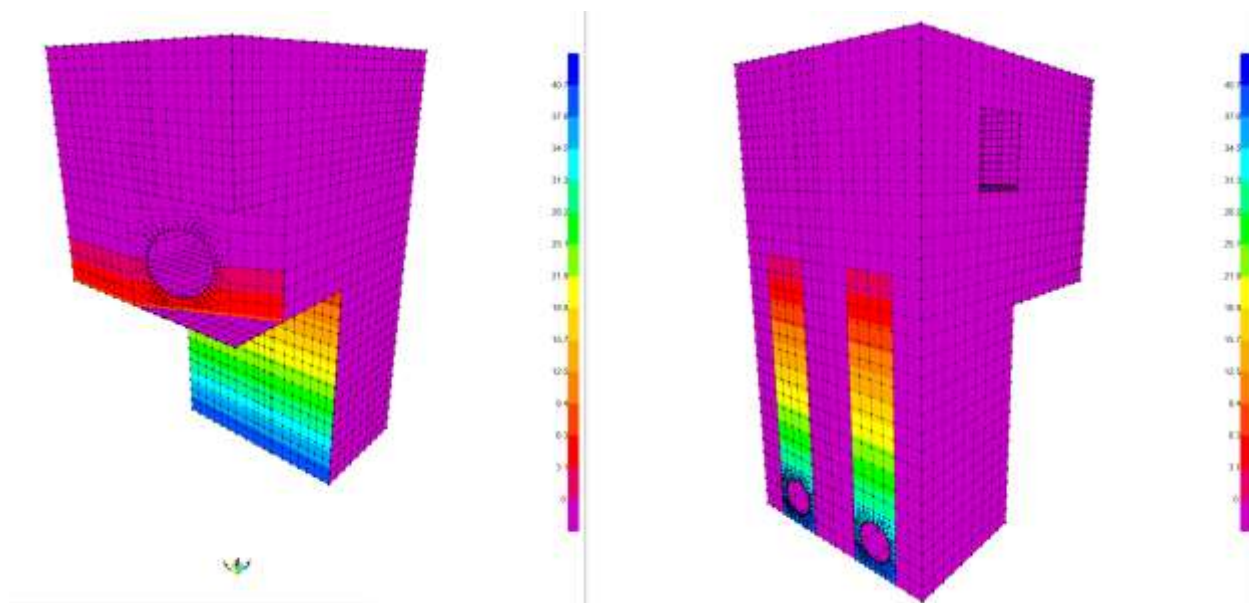


Figure 8-29: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione +x

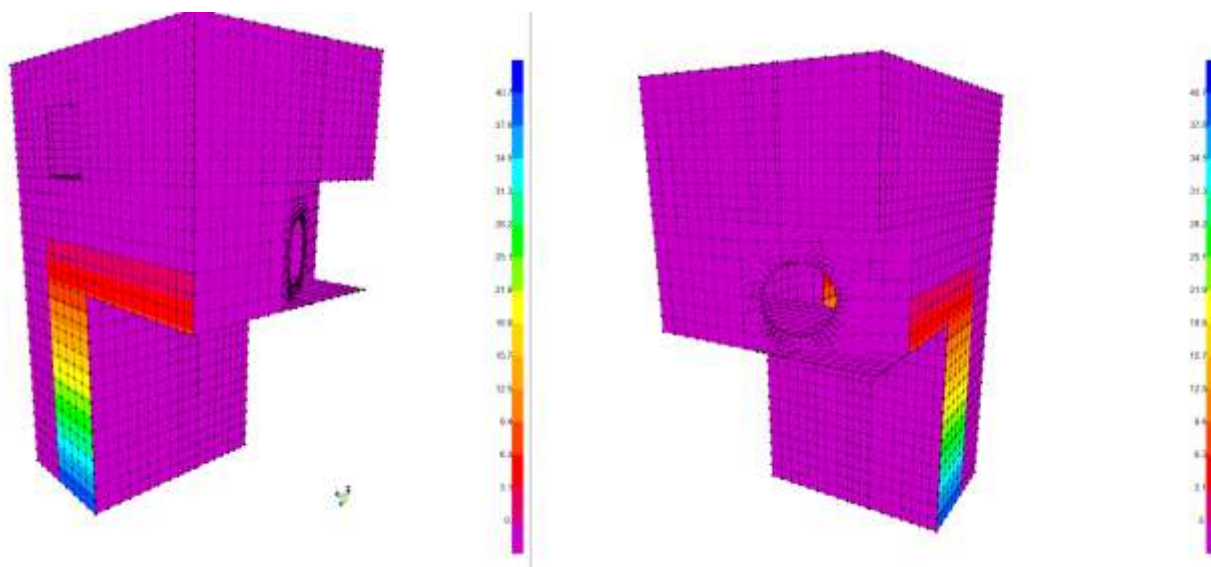


Figure 8-30: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione -y

8.6 Valutazione della costante di sottofondo

Per l'analisi della costante di sottofondo si riporta di seguito il valore adottato avendo eseguito una preliminare valutazione con diverse formulazioni: Vesic (1961), Bowles, per quest'ultimo si considerino le formule:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

$$A_s = C(\alpha N_q s_\alpha + 0.5 \gamma B_s s_\alpha)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q s_\alpha) Z^n$$

Il piano di imposta della fondazione a quota 385.89m s.l.m. è a 22.70m di profondità rispetto al piano campagna:

Molla verticale in fondazione a z=-22.70m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = \mathbf{1824170 \text{ kN/m}^3}$$

C	40 1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	75 kN/m ²	coesione
N _c =(N _q -1)/tgφ=	133.87	
S _c	1	
φ	45 °	angolo di resistenza a taglio
γ	22 kN/m ³	peso unità di volume
B	9.7 m	larghezza fondazione
N _γ =1.5(N _q -1)*tgφ=	200.81	
s _γ	1	
N _q =tg ² (45+φ/2)*e ^{π*tgφ} =	134.87	
s _q	1	
n	0.5	
Z	22.7 m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	9.7 m	
c'*N _c *s _c =	10040.53805	
0.5*γ*B*N _γ *s _γ =	21426.50819	
A _s =	1258682	
γ*N _q *s _q =	2967.224494	
B _s =	118689	

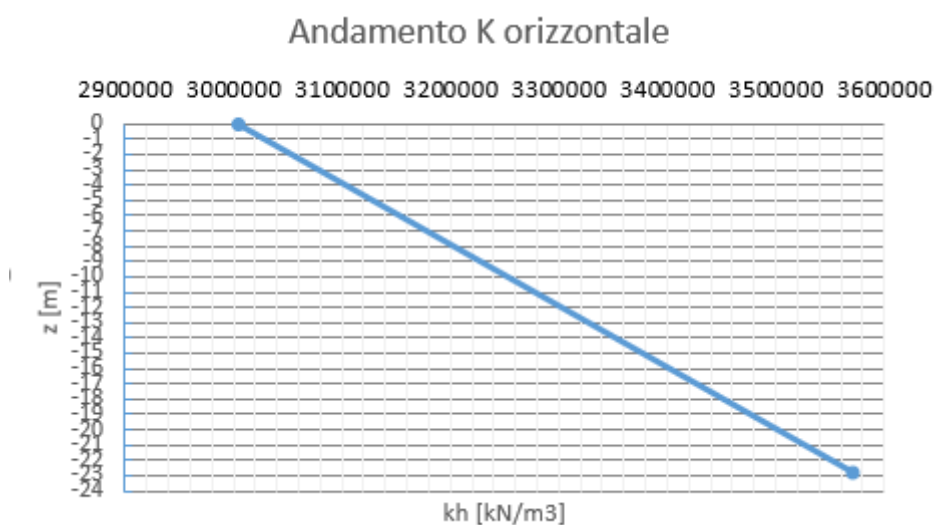
Il piano di imposta della fondazione a quota 400.83m s.l.m. è a 7.80m di profondità rispetto al piano campagna:

Molla verticale in fondazione a z=-7.80m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = 1598998 \text{ kN/m}^3$$

C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	75	kN/m ²	coesione
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi =$	133.87		
Sc	1		
ϕ	45	°	angolo di resistenza a taglio
γ	22	kN/m ³	peso unità di volume
B	9.8	m	larghezza fondazione
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \times \tan \phi =$	200.81		
s γ	1		
$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \times e^{\pi \times \tan \phi} =$	134.87		
sq	1		
n	0.5		
Z	7.8	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	9.8	m	
$c' \times N_c \times s_c =$	10040.53805		
$0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma =$	21647.40003		
As=	1267518		
$\gamma \times N_q \times s_q =$	2967.224494		
Bs=	118689		

Nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler il cui valore è stato calcolato come sopra descritto. Di seguito se ne riporta l'andamento con la profondità:



Nel software è stato considerato un valore costante medio pari a $K_s = 3290000 \text{ kN/m}^3$

8.7 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione **fondamentale**, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **quasi permanente**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione **eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

- stato limite di fessurazione;
- stato limite delle tensioni di esercizio;
- stato limite di deformazione.

Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall'azioni dei carichi. Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine

decescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l'ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell'elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δs_m .

Per le strutture contenenti liquidi si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di formazione delle fessure, mentre, per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_1 = 0.2$ mm.

Per le altre tipologie di strutture si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_1 = 0.2$ mm e $w_2 = 0.3$ mm.

Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti.

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara;}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanenti;}$$

La tensione massima σ_s nell'acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Stato limite di deformazione

Le deformazioni di un elemento o di una struttura devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I limiti di deformazione da imporre alla struttura, in linea di principio, non dovranno superare i valori per i quali si possono verificare inconvenienti agli elementi collegati alla struttura aventi comportamento fragile (vetrate, tramezzature, pavimentazioni, etc.). In altri casi i limiti possono essere imposti per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti. Seppur in via indiretta, il controllo delle deformazioni permette anche di limitare vibrazioni fastidiose.

Orientativamente, la norma ISO 4356 indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, etc.) per i quali si ritiene che frecce inferiori a $1/250$ della luce, indotte da carichi quasi permanenti, non compromettano l'aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di $1/500$ della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.

Nelle strutture in cemento armato devono considerarsi anche le componenti di deformazione differita del calcestruzzo quali il ritiro e la viscosità.

Per travi con sezione rettangolare o ad esse assimilabili aventi luce non superiore a 10 m e per piastre rettangolari, si può omettere la verifica di deformabilità purché i rapporti luce/altezza risultino inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (nel caso delle piastre rettangolari la luce è la minore dimensione in pianta).

Condizioni di vincolo	l/h
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

Figure 8-31: – Snellezza limite

Di seguito si riportano le combinazioni di carico che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidità interne e di carichi esterni.

MANUFATTO TURANO 3 VALLE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO				MANUFATTO PIENO ECCEZIONALE
	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	ECCEZIONALE 1
DEAD	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Peso proprio copertura	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Permanente portato in copertura	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Grigliato Keller	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Carroponte	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.50	1.50	1.50	1.50	-
Spinta terreno	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.30	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.30	1.30	1.30	1.30	-	-	-	-	-
Peso verticale acqua invaso eccezionale	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Spinta acqua invaso eccezionale	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-32: – Combinazioni di carico allo SLU ed Eccezionali

MANUFATTO TURANO 3 VALLE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO			
	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Qk,1 manutenzione copertura	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-33: – Combinazioni di carico allo SLE in RARA

MANUFATTO TURANO 3 VALLE	MANUFATTO PIENO				MANUFATTO VUOTO			
	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6	FREQ 7	FREQ 8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80	0.90

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-34: – Combinazioni di carico allo SLE in Frequente

MANUFATTO TURANO 3 VALLE	M.P.	M.V.
	QP 1	QP 2
DEAD	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00
Panconi	-	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	-
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	-
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-35: – Combinazioni di carico allo SLE in Quasi Permanente

MANUFATTO TURANO 3 VALLE	MANUFATTO PIENO							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso proprio copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanente portato in copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Grigliato Keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Carroponte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Panconi	-	-	-	-	-	-	-	-
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso verticale acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta acqua invaso esercizio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
sisma x +	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
sisma x -	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.30
sisma y +	0.30	0.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
sisma y -	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	cat.
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00	0.00	cat. H
Qk,2 neve copertura	0.50	0.20	0.00	neve < 1000 m s.l.m.
Qk,3 mezzi 20kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Nel caso di carico "sisma x" o "sisma y" si intendono considerati tutti i contributi, ovvero:

- 1) azione sismica in direzione x e y per la struttura fuori terra
- 2) incremento di spinta del terreno in direzione x e y secondo wood
- 3) incremento associato alle masse in direzione x e y degli elementi strutturali interrati
- 4) incremento idrodinamico per l'acqua di falda
- 5) incremento idrodinamico per l'acqua di invaso

Figure 8-36: – Combinazioni di carico Sismiche

8.8 Criteri di verifica

I risultati delle simulazioni numeriche in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali sono riportati in allegato alla presente relazione, per le combinazioni di carico relative sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio. Nei capitoli che seguono vengono forniti i risultati derivanti solo per alcune combinazioni di carico, per tutti gli altri risultati si può far riferimento ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

8.8.1 Orientamento degli assi locali per gli elementi shell

L'orientamento degli assi locali 1 e 2 è determinato dalla relazione tra l'asse locale 3 e l'asse globale Z:

- il piano locale 3-2 viene preso verticale, cioè parallelo all'asse Z;
- l'asse locale 2 viene preso in direzione positiva verso l'alto (+Z) a meno che la shell non sia orizzontale nel qual caso l'asse locale 2 è preso orizzontale diretto lungo la direzione globale +Y;
- l'asse locale 1 è sempre orizzontale cioè giace in un piano parallelo al piano XY.

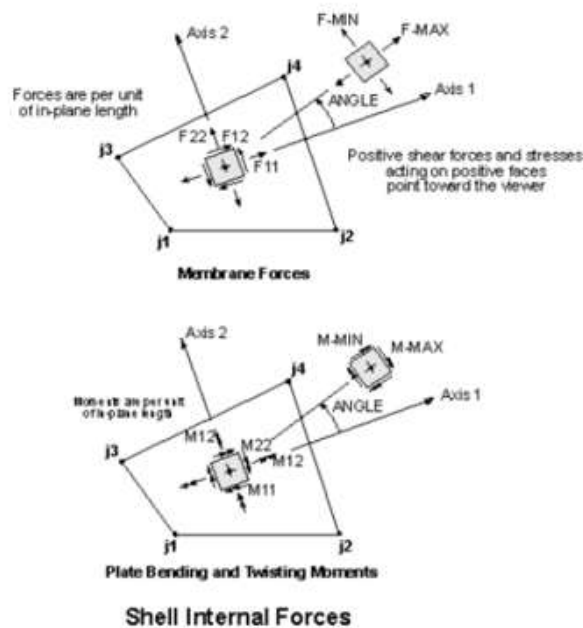


Figure 8-37: – Orientamento assi locali

8.8.2 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Fondazione a quota 385.89m s.l.m.

Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione a quota 385.89m s.l.m.

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

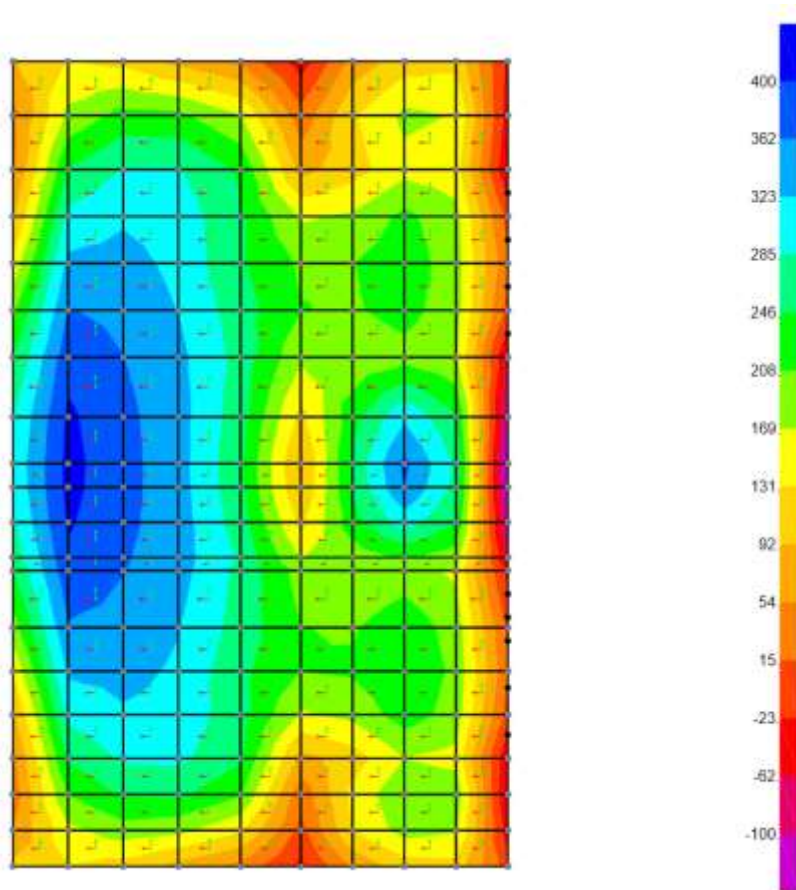


Figure 8-38: – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

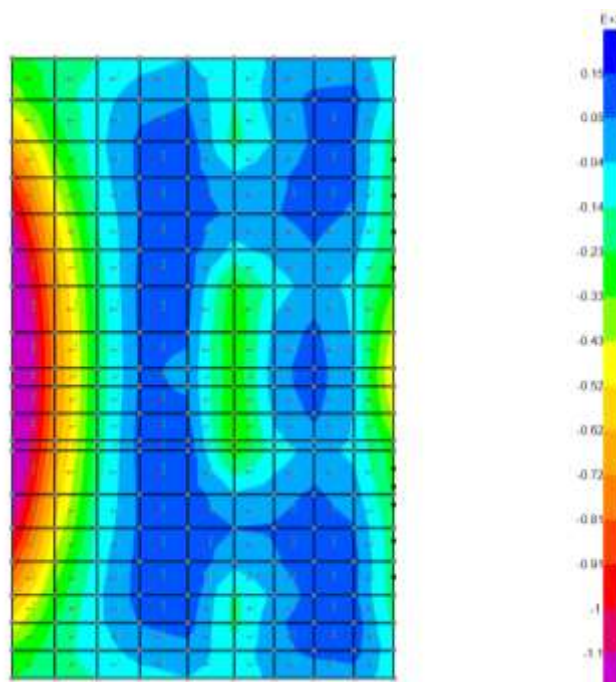


Figure 8-39: - M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

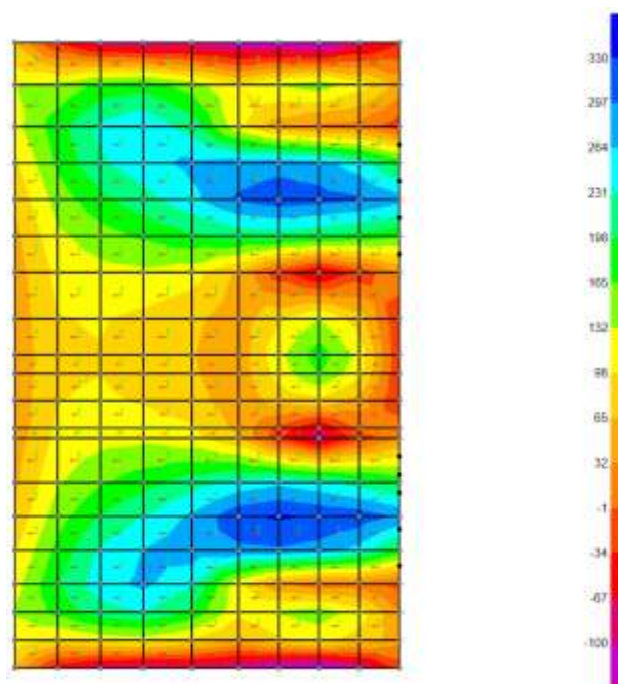


Figure 8-40: – $M_{22,max}$

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M_{22} (valori minimi)

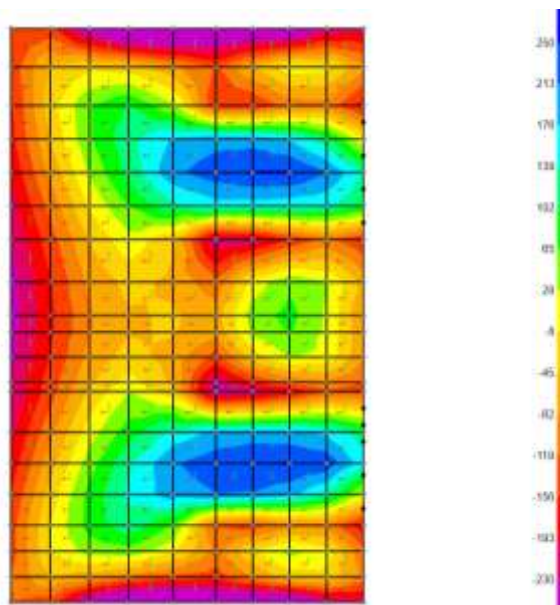


Figure 8-41: – $M_{22,min}$

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V_{13} (valori massimi)

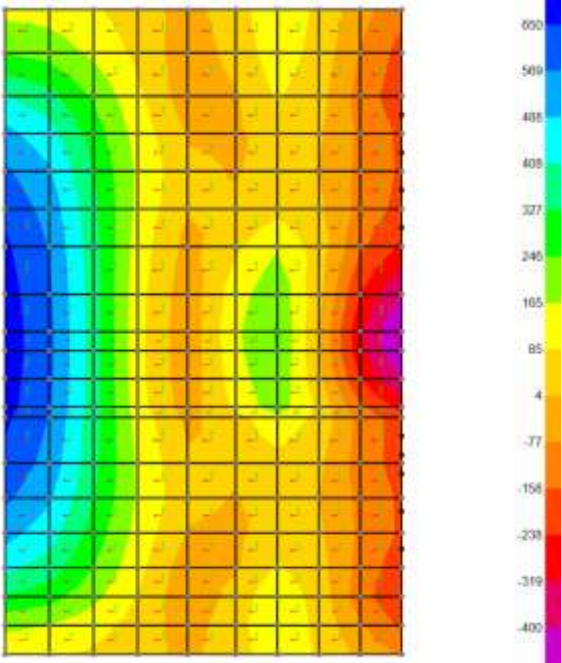


Figure 8-42: - V13,max

Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione Quasi permanente.

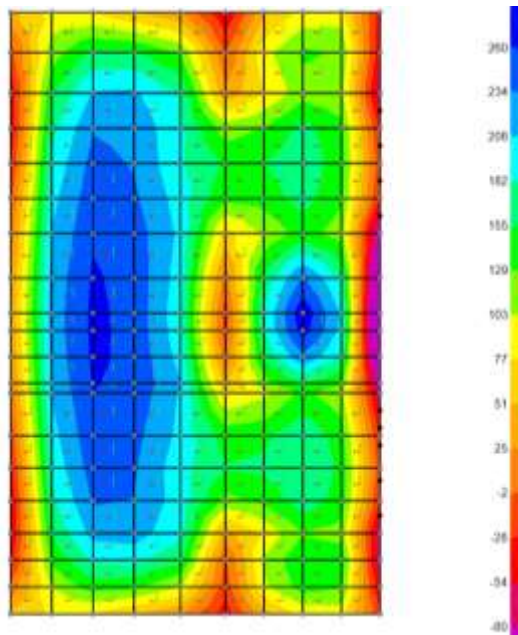
Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 8-43: – M11,max

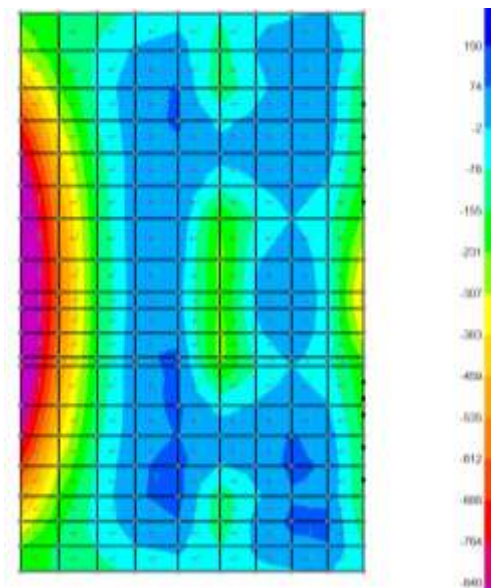
Inviluppo momento flettente SLE Quasi Permanente M11 (valori minimi)

Figure 8-44: – M11,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

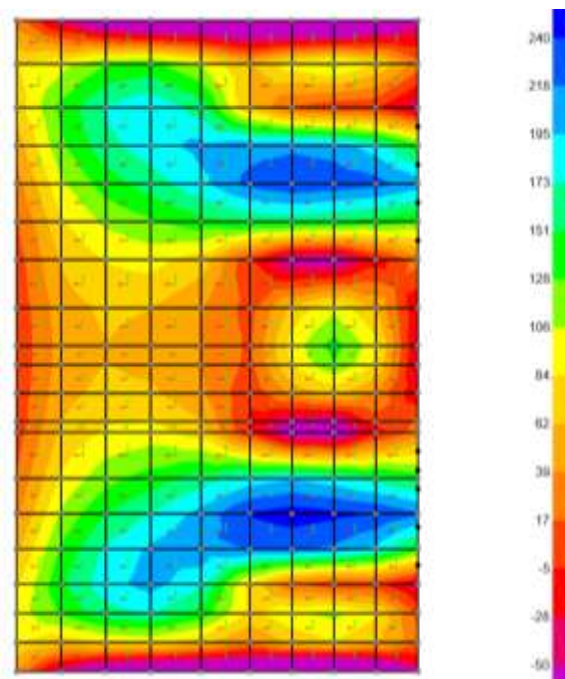


Figure 8-45: – M22,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

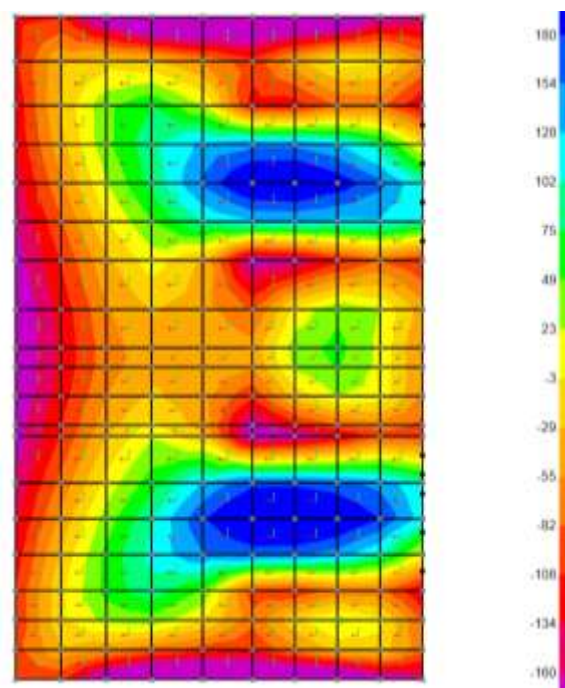


Figure 8-46: – M22,min

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 1.80MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 26 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

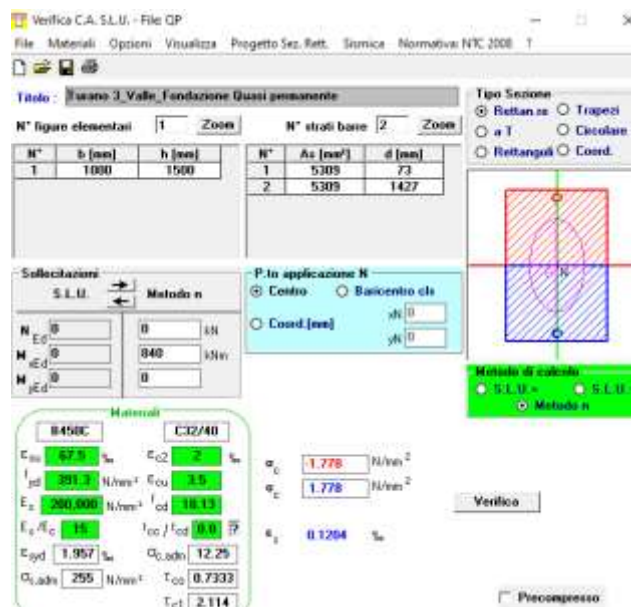


Figure 8-47: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione Frequente.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori massimi)

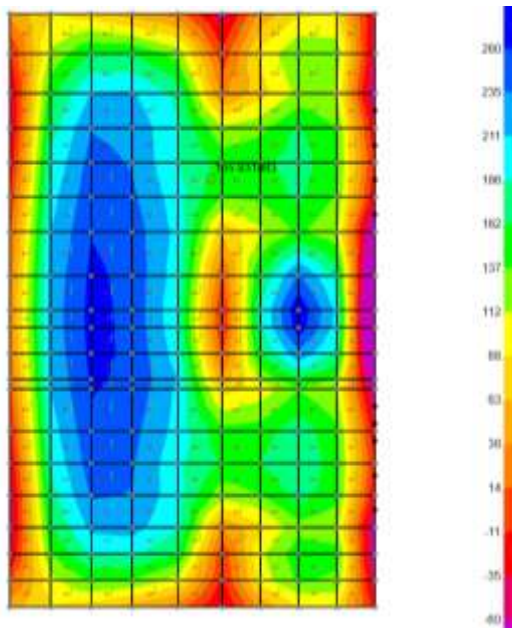


Figure 8-48: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

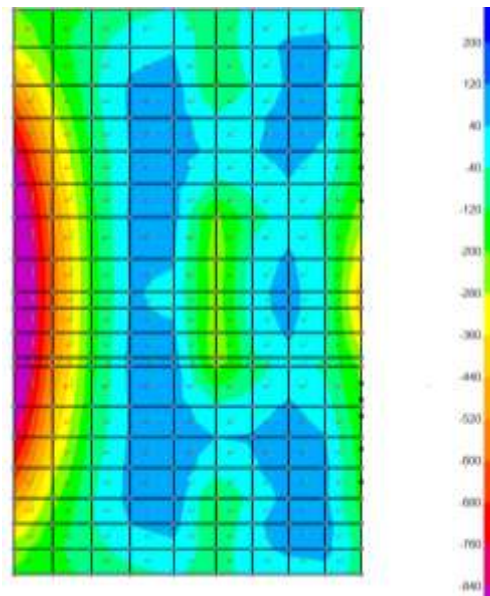


Figure 8-49: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

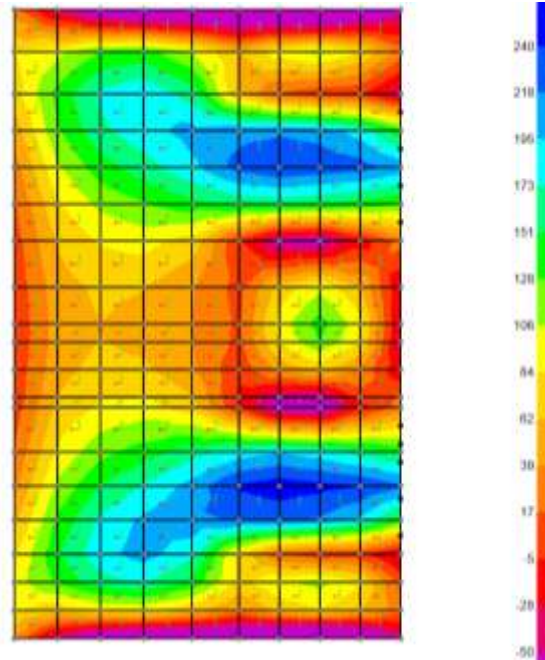


Figure 8-50: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

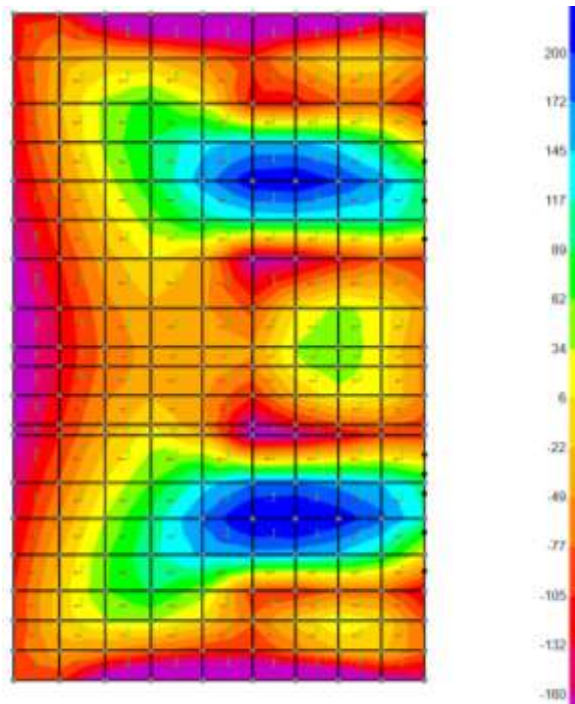


Figure 8-51: – M22,min

Fondazione a quota 385.89m s.l.m. SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione RARA

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori massimi)

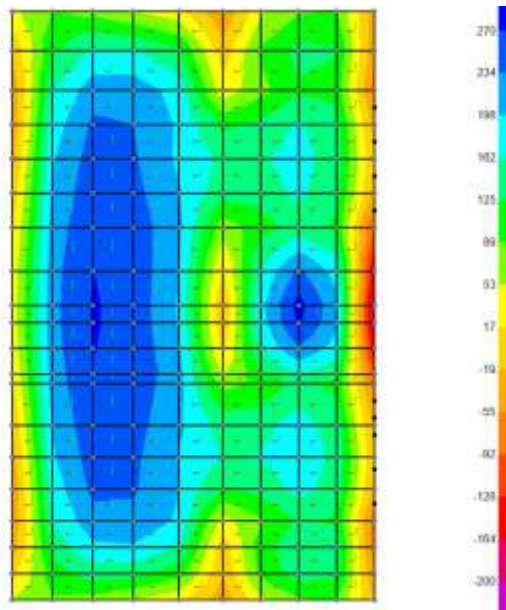


Figure 8-52: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

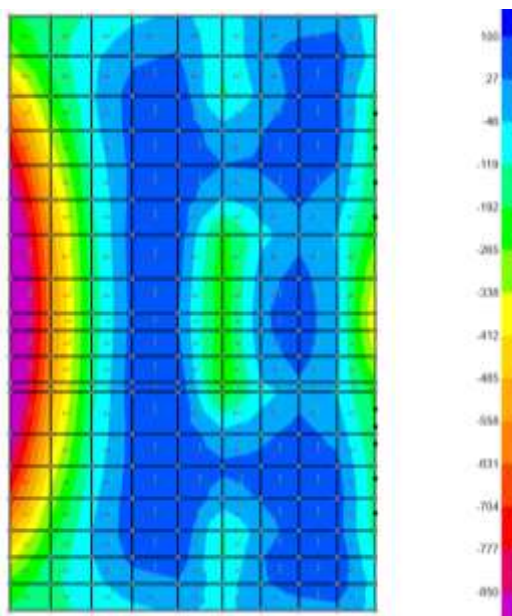


Figure 8-53: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

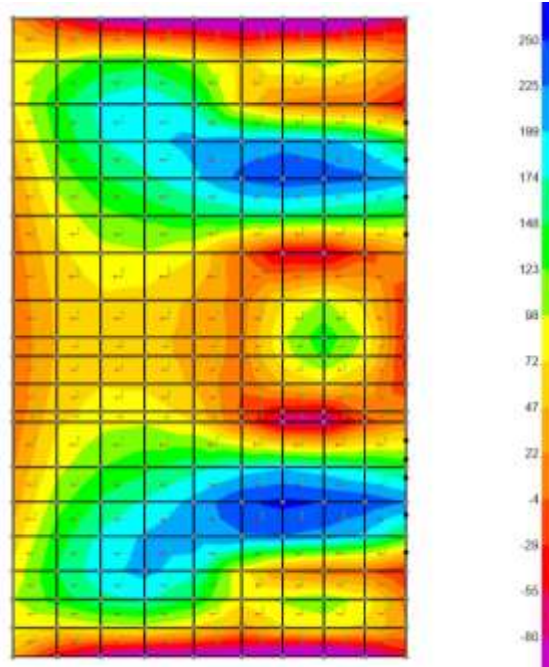


Figure 8-54: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

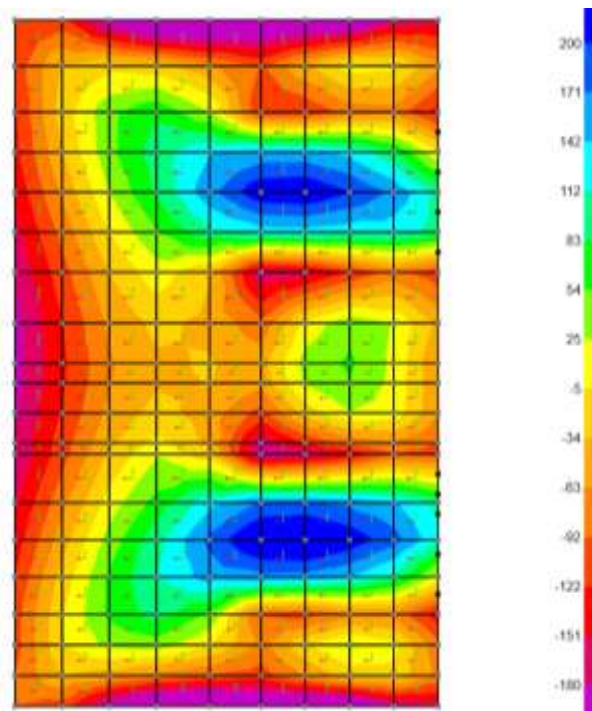


Figure 8-55: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 385.89m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 10 ϕ 26 al lembo superiore e 10 ϕ 26 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 26	(53.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	1100.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	850.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	840.00 (1426.45)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	1100.00	0.01	2859.89	2.600	140.9	0.06	0.70	53.1 (24.9)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.67	150.0	0.00	114.5	-121.2	142.7	18.3	1825	53.1	9.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00064	0.00020	0.50	0.60	0.000359 (0.000359)	356	0.128 (0.20)	1426.45

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	330.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	250.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	240.00 (1404.31)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	330.00	-0.27	2790.91	8.457	138.8	0.08	0.70	53.1 (24.4)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.83	150.0	0.00	114.5	-36.6	140.1	24.8	2475	53.1	8.9

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00019	0.00006	0.50	0.60	0.000105 (0.000105)	498	0.053 (0.20)	1404.31

Nei confronti delle azioni di taglio si dispone una specifica armatura nelle zone maggiormente sollecitate a ridosso dei setti verticali costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 73$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 26$	$= 53.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1427$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			53.09 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 650.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.374 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.319$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.004 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 537.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 537.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \quad \text{passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 704.6 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 5471.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 704.6 > 650.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.1$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Fondazione a quota 400.83m s.l.m.

Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 400.83m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

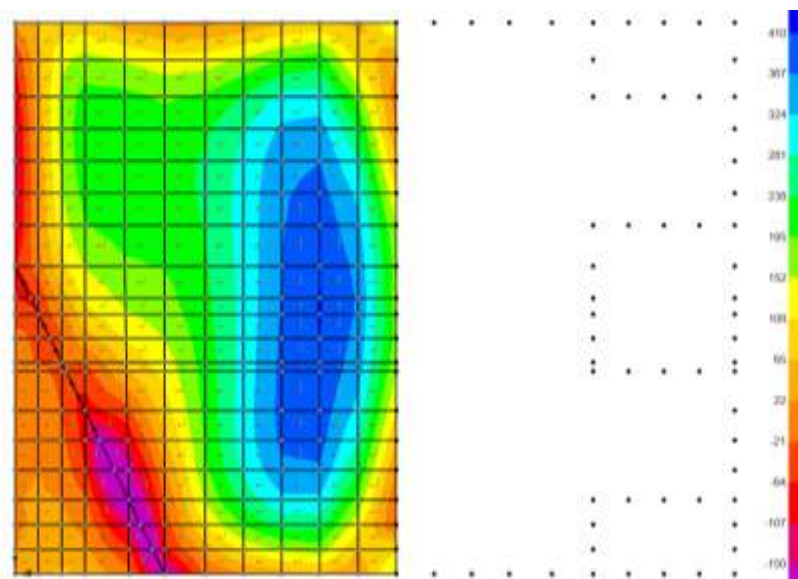


Figure 8-56: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

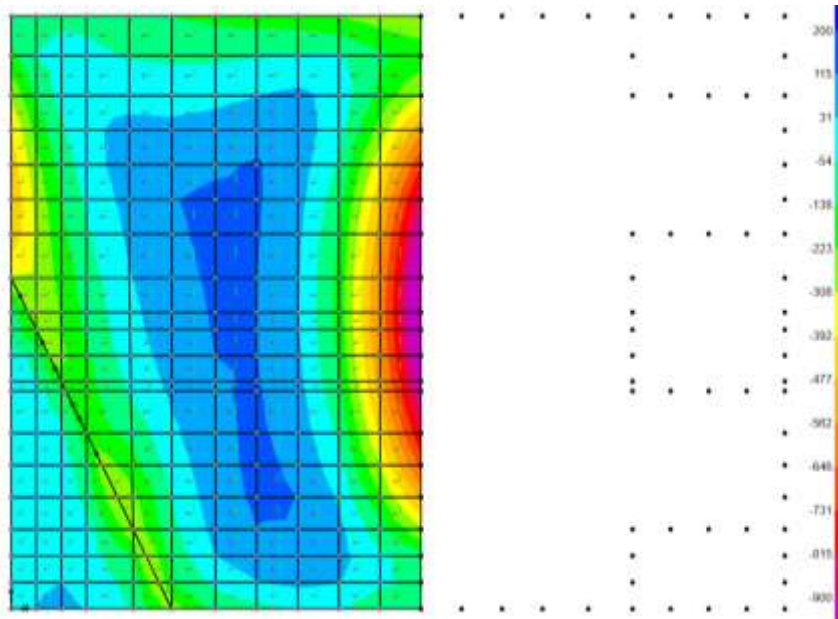


Figure 8-57: - M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

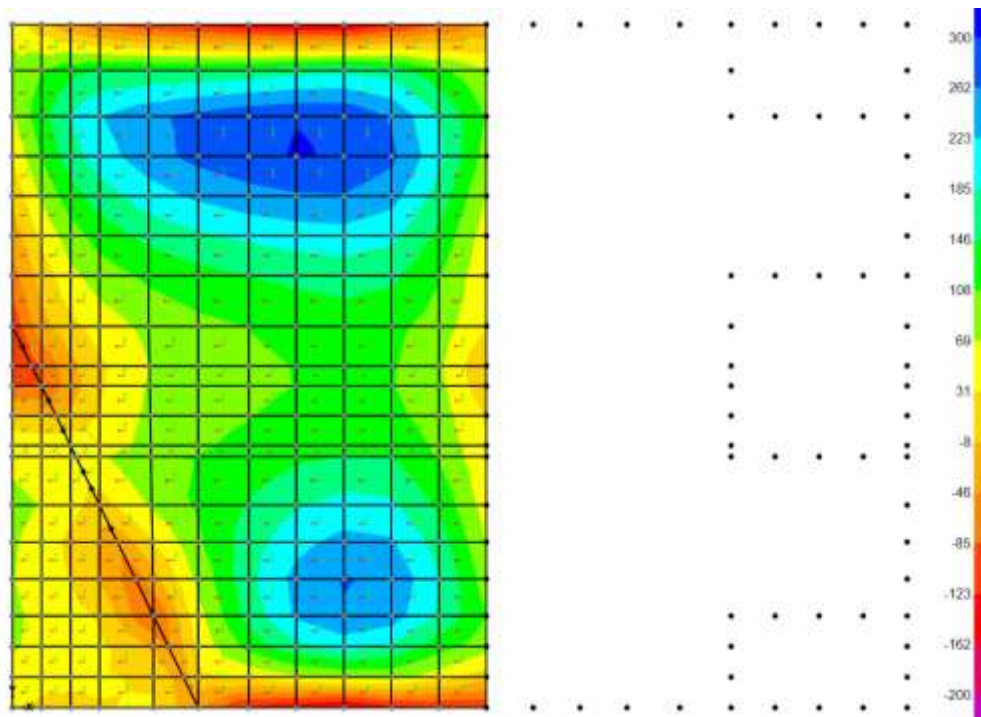


Figure 8-58: - M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

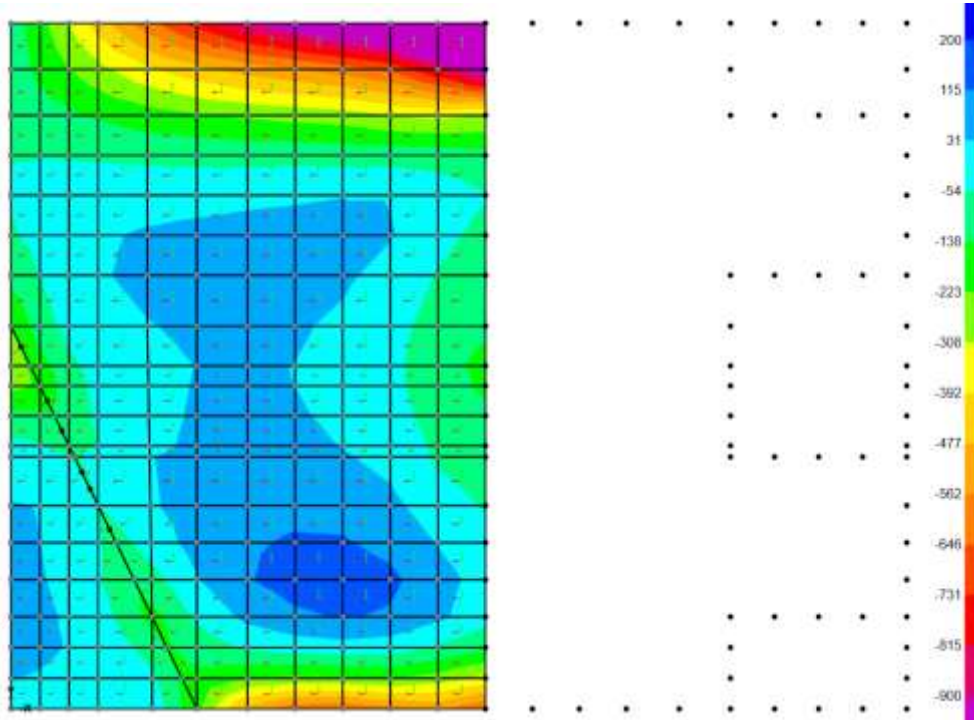


Figure 8-59: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V23 (valori minimi)

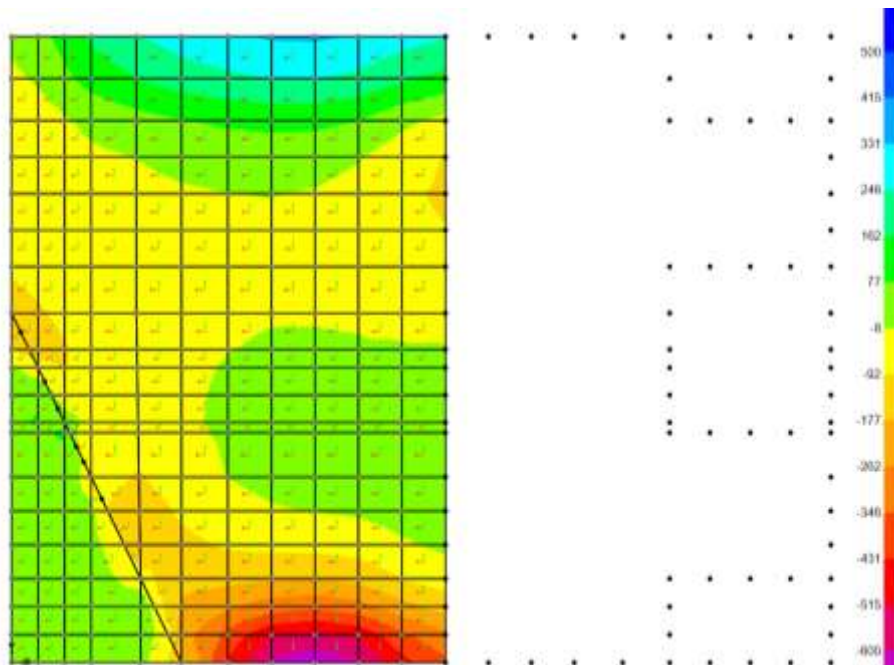


Figure 8-60: – V23,min

Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLE - Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 400.83m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

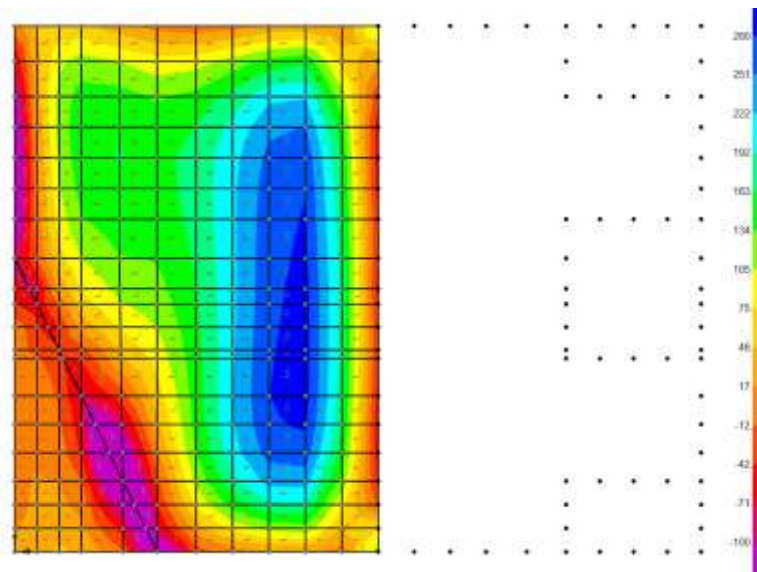


Figure 8-61: – M11, max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori minimi)

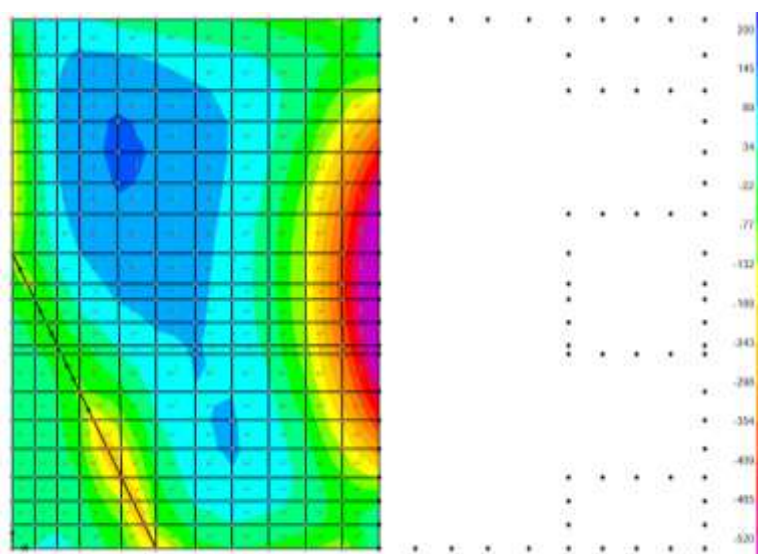


Figure 8-62: – M11, min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

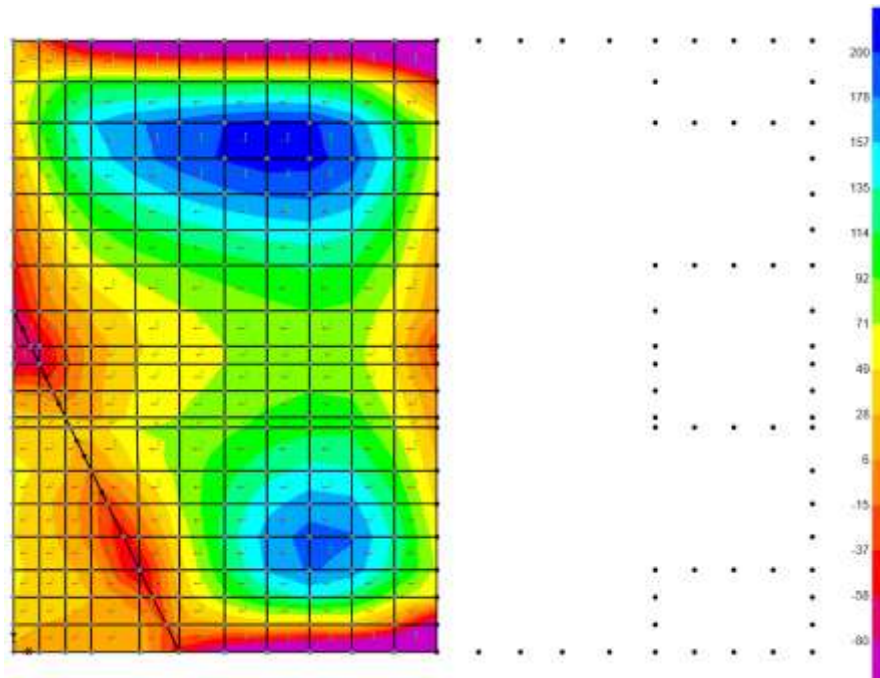


Figure 8-63: – M22, max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

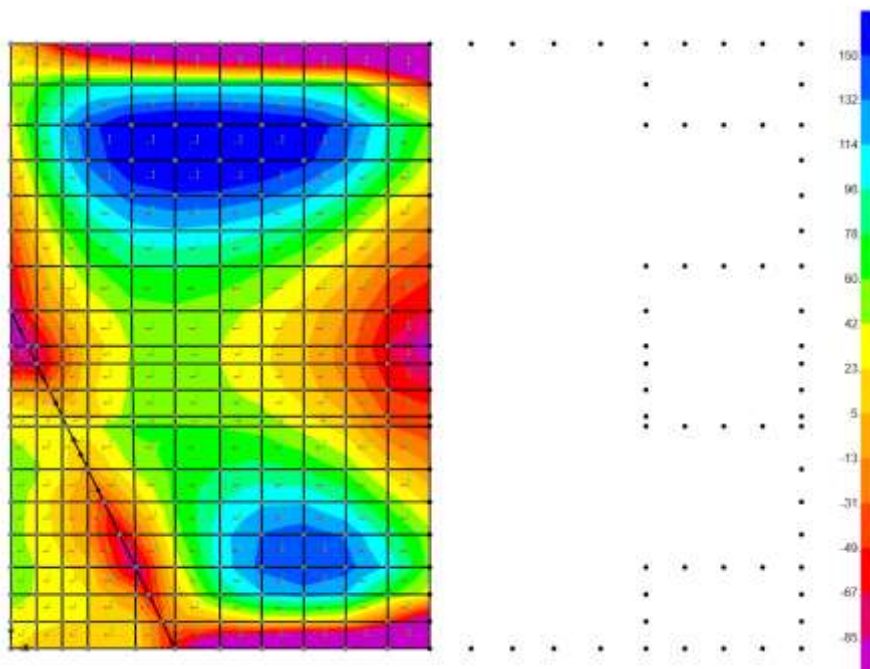
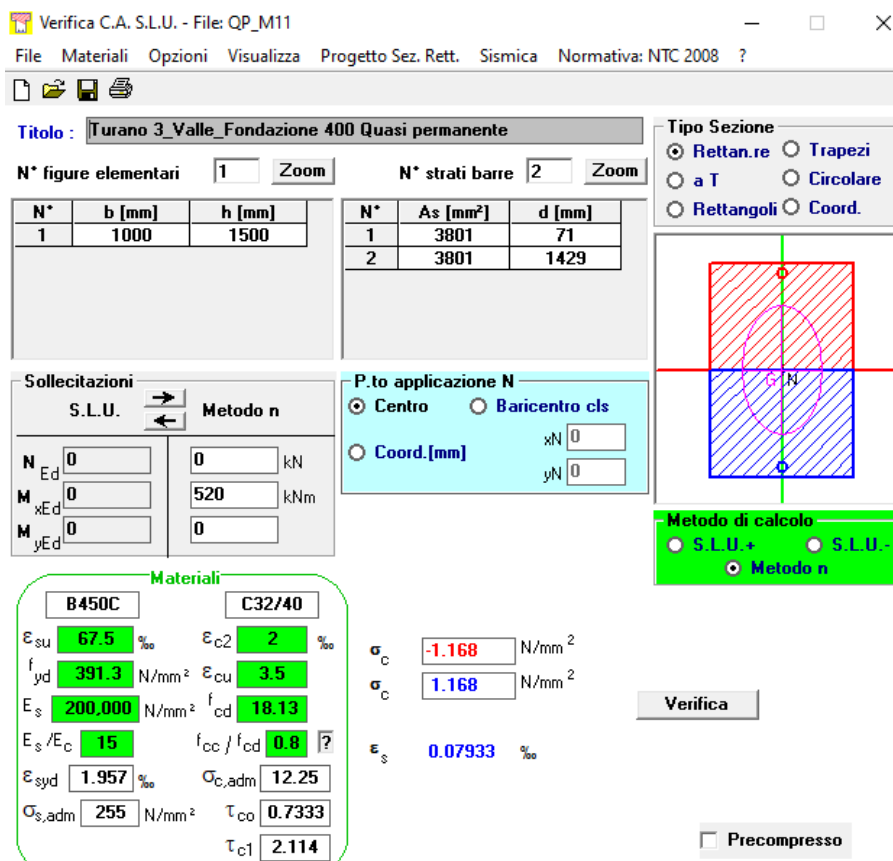


Figure 8-64: – M22, min

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 1.20MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 22 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:



Verifica C.A. S.L.U. - File: QP_M11

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Turano 3_Valle_Fondazione 400 Quasi permanente

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3801	71
2	3801	1429

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 18.13 N/mm²
 E_s / E_c : 15 f_{cc} / f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333 N/mm²
 τ_{c1} : 2.114 N/mm²

σ_c : -1.168 N/mm²
 σ_c : 1.168 N/mm²
 ϵ_s : 0.07933 ‰

Verifica

Precompresso

Figure 8-65: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 400.83m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

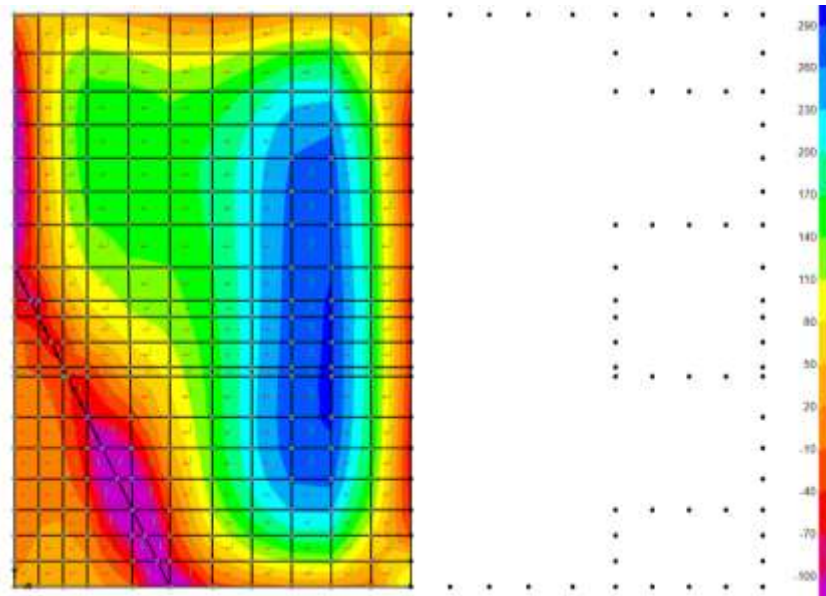
Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 8-66: – M11,max

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori minimi)

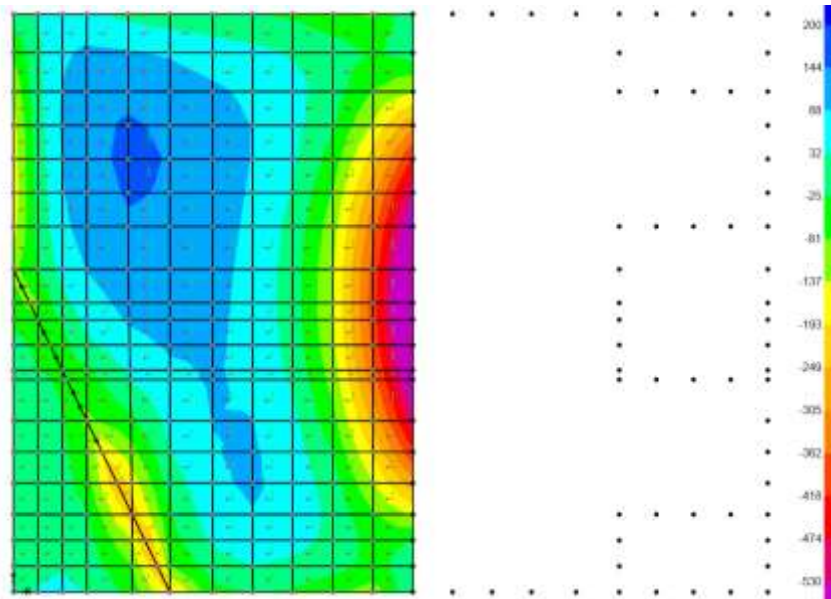


Figure 8-67: – M11,min

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori massimi)

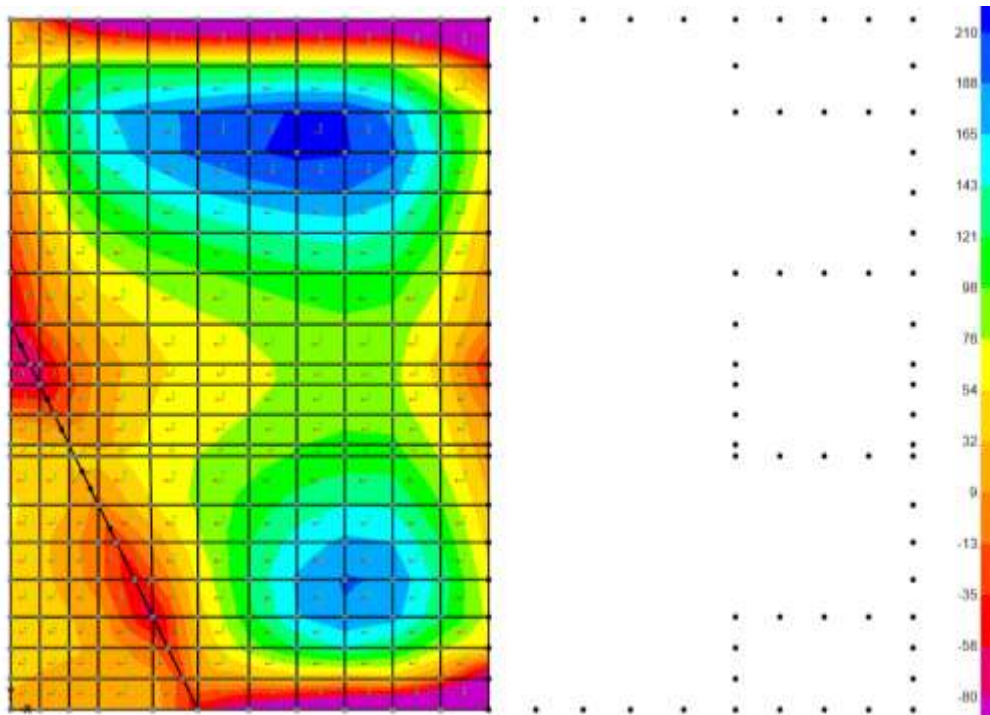


Figure 8-68: – M22,max

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori minimi)

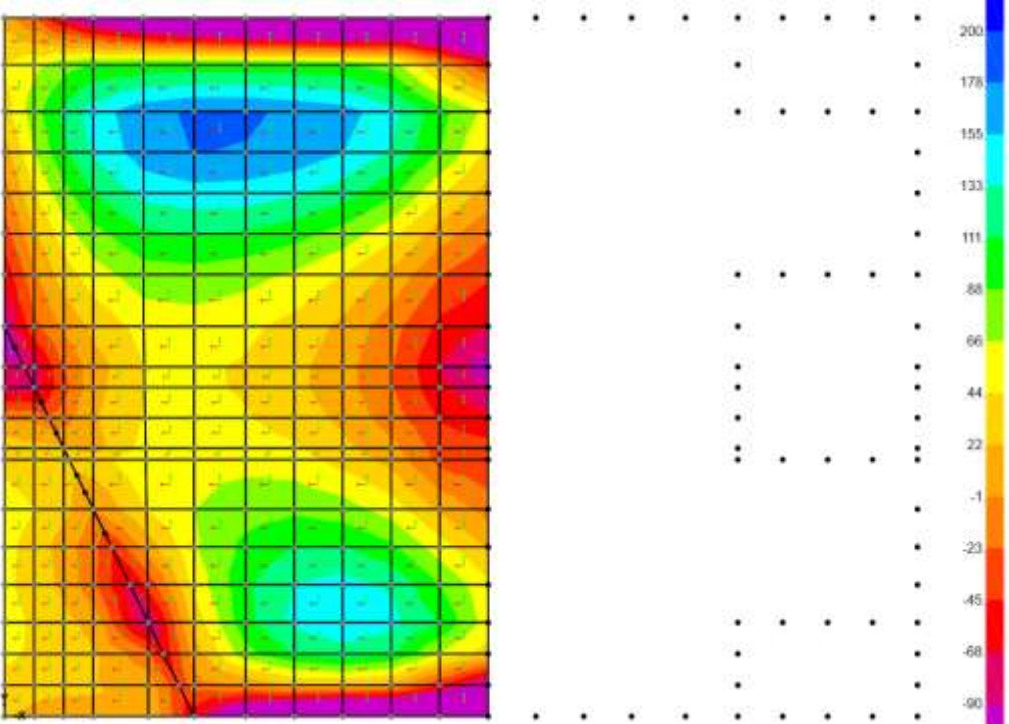


Figure 8-69: – M22,min

Fondazione a quota 400.83m s.l.m. - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superiore a quota 400.83m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

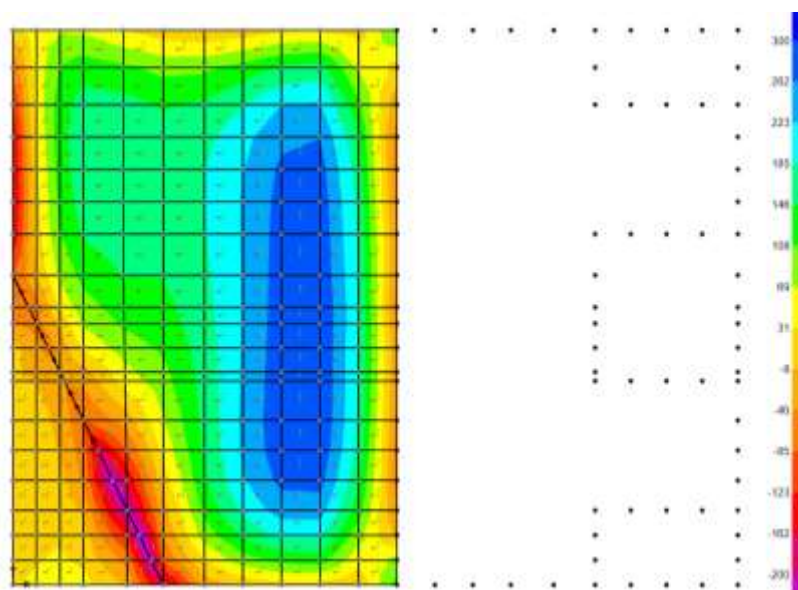
Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 8-70: – M11,max

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori minimi)

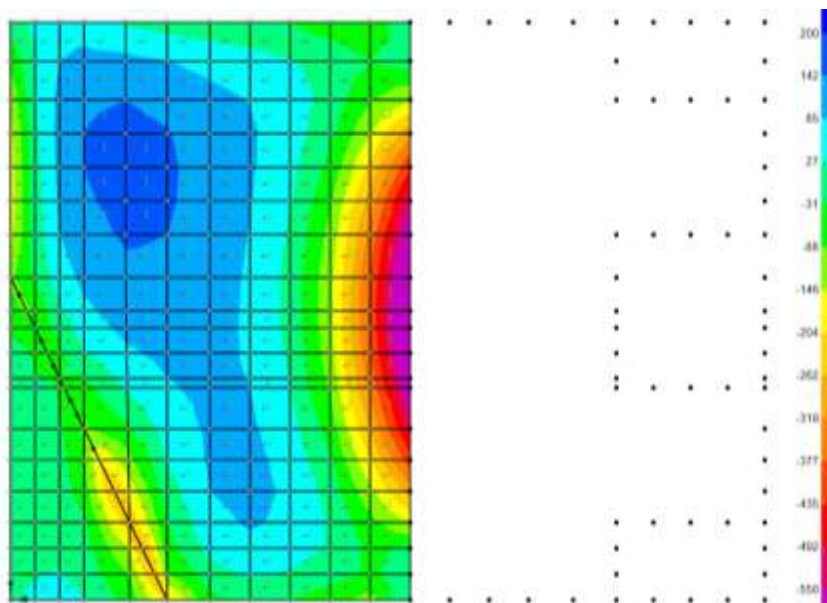


Figure 8-71: - M11,min

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori massimi)

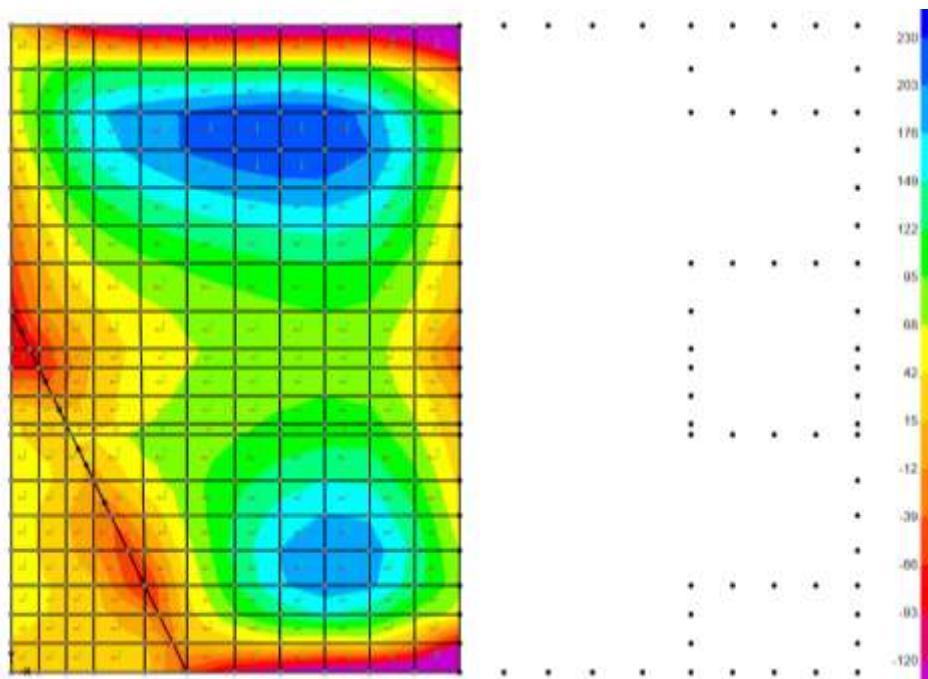


Figure 8-72: - M22,max

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori minimi)

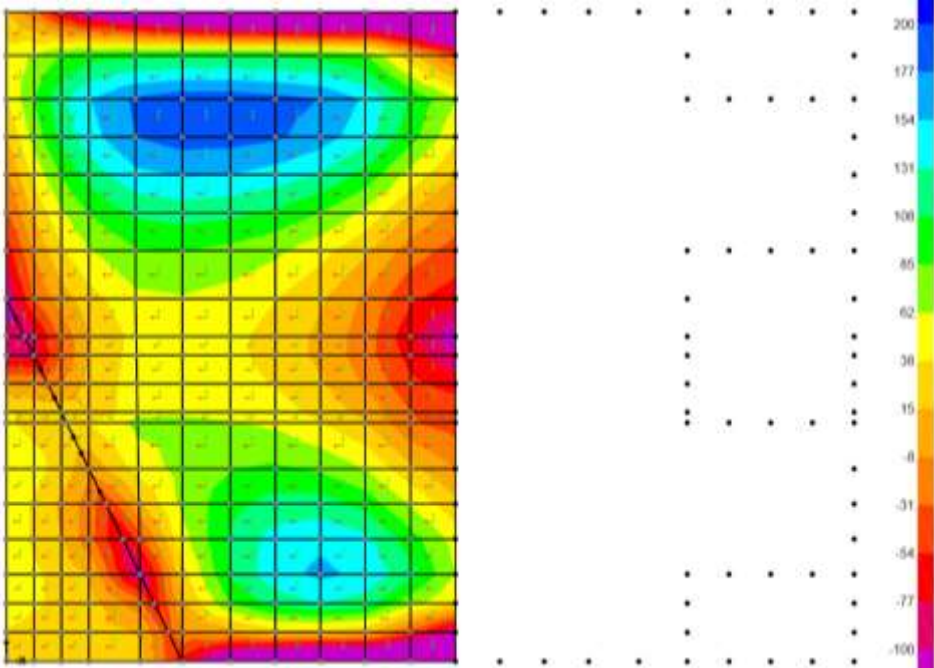


Figure 8-73: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 400.83m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 10 ϕ 22 al lembo superiore e 10 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 22	(38.0 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 22	(38.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	800.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	550.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	530.00 (1344.21)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	800.00	0.00	2064.25	2.580	142.0	0.06	0.70	38.0 (24.9)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.05	150.0	0.00	118.5	-108.7	142.9	17.8	1775	38.0	9.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

1	S	-0.00056	0.00015	0.50	0.60	0.000314 (0.000314)	379	0.119 (0.20)	1344.21
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	---------

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	900.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	230.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	210.00 (1330.71)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	900.00	0.23	2029.40	2.255	140.4	0.07	0.70	38.0 (24.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.89	150.0	0.00	118.5	-46.4	140.7	23.3	2325	38.0	9.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00023	0.00006	0.50	0.60	0.000127 (0.000127)	508	0.064 (0.20)	1330.71

Nei confronti delle azioni di taglio si dispone una specifica armatura nelle zone maggiormente sollecitate a ridosso dei setti verticali costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{td} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s,1} = 10$	$\emptyset 22$	$= 38.01 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1429$	mm altezza utile	$A_{s,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			38.01 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 600.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.374 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.319$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 481.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 481.1 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0^\circ \text{ inclinaz. bielle ck} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{td} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 705.6 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 5478.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 705.6 > 600.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Solaio a piano campagna**Solaio a piano campagna SLU-SLV**

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.10m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

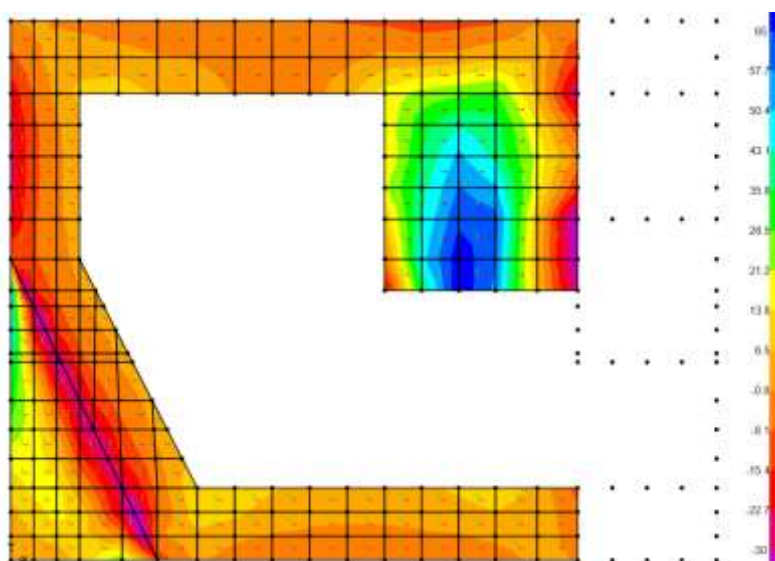
Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

Figure 8-74: - M11,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori minimi)

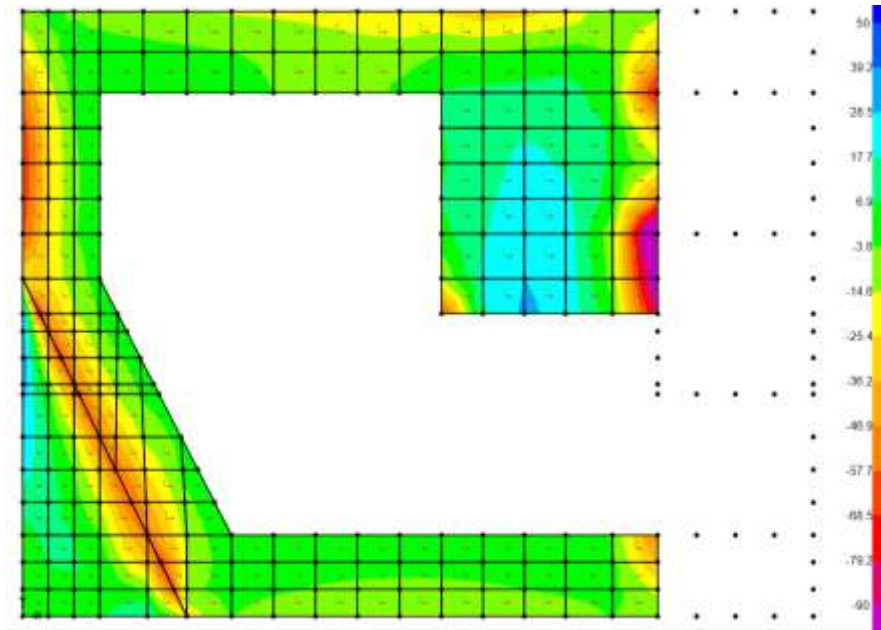


Figure 8-75: - M11,min

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori massimi)

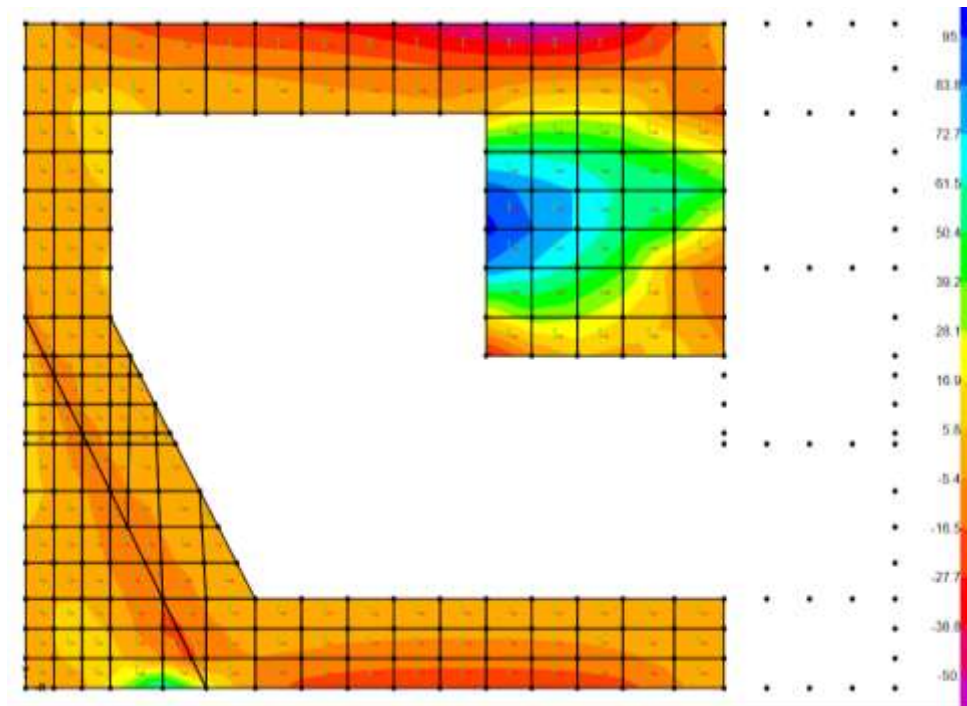


Figure 8-76: - M22,max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22 (valori minimi)

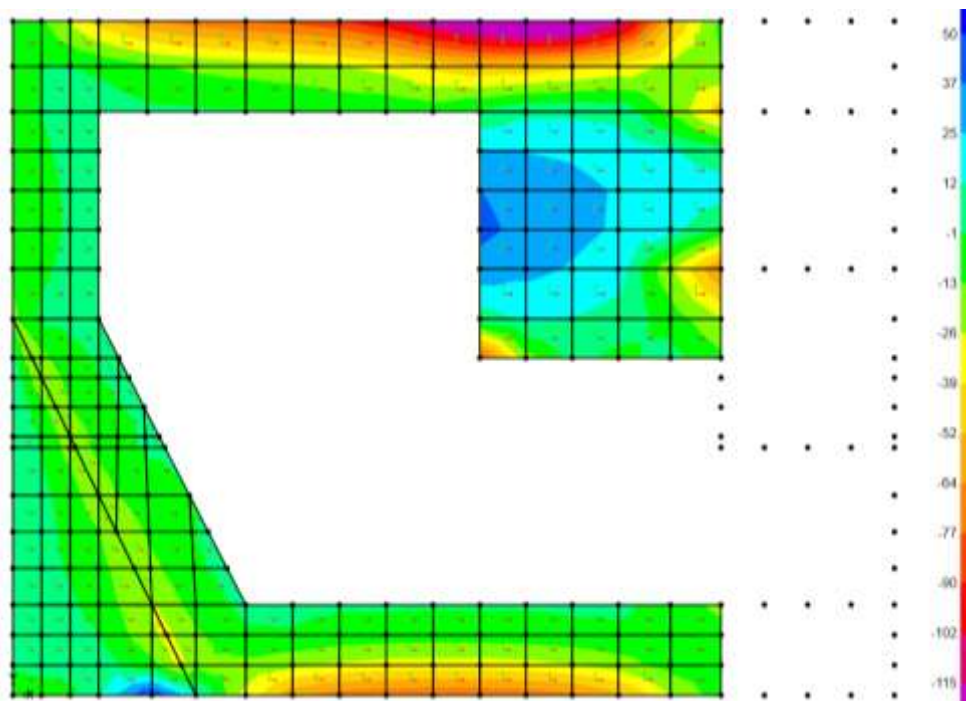


Figure 8-77: - M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V23 (valori massimi)

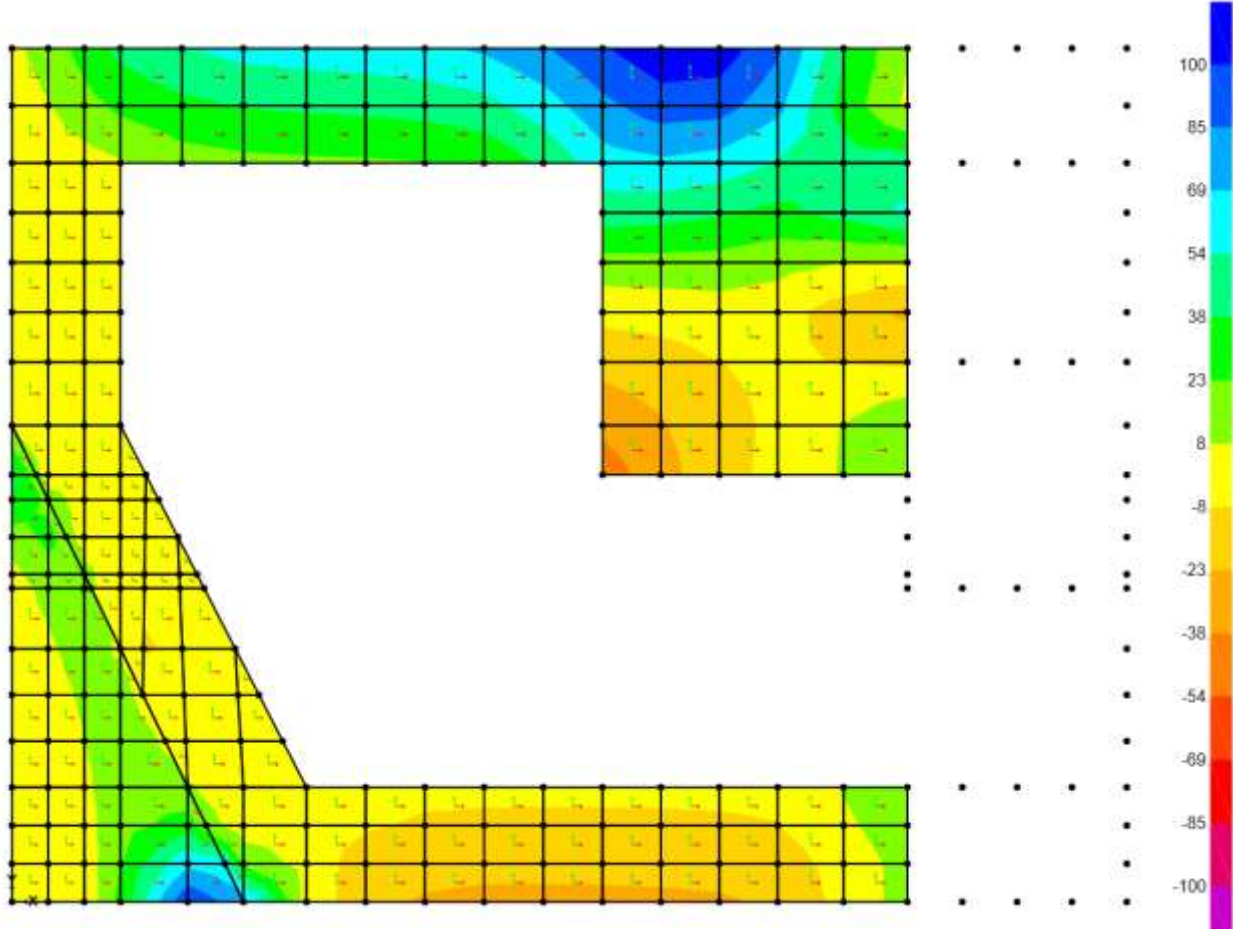


Figure 8-78: – $V_{23,max}$

Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.10m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

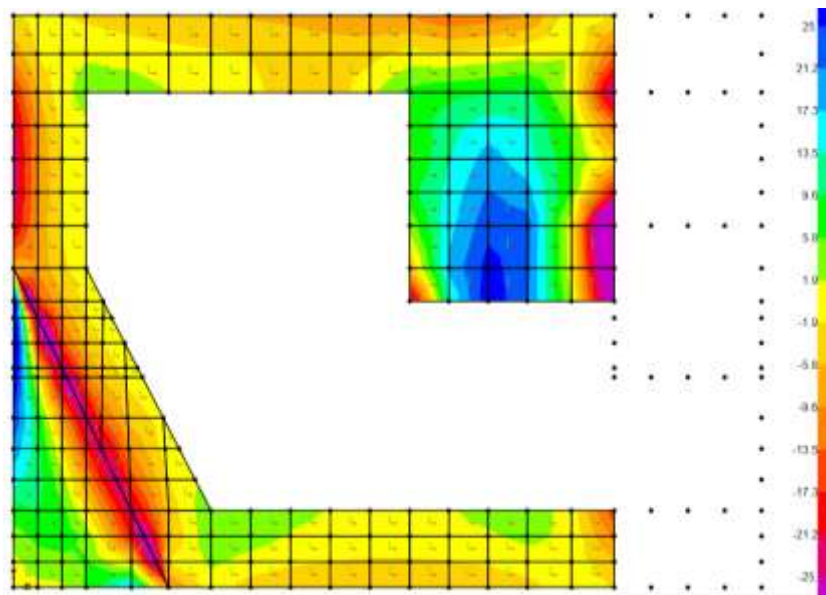
Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 8-79: – M11,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale (valori minimi)

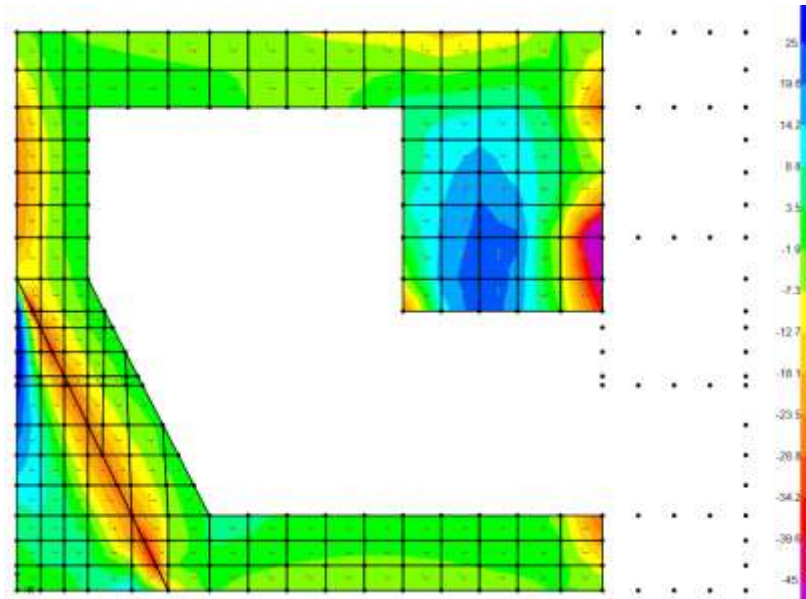


Figure 8-80: – M11,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori massimi)

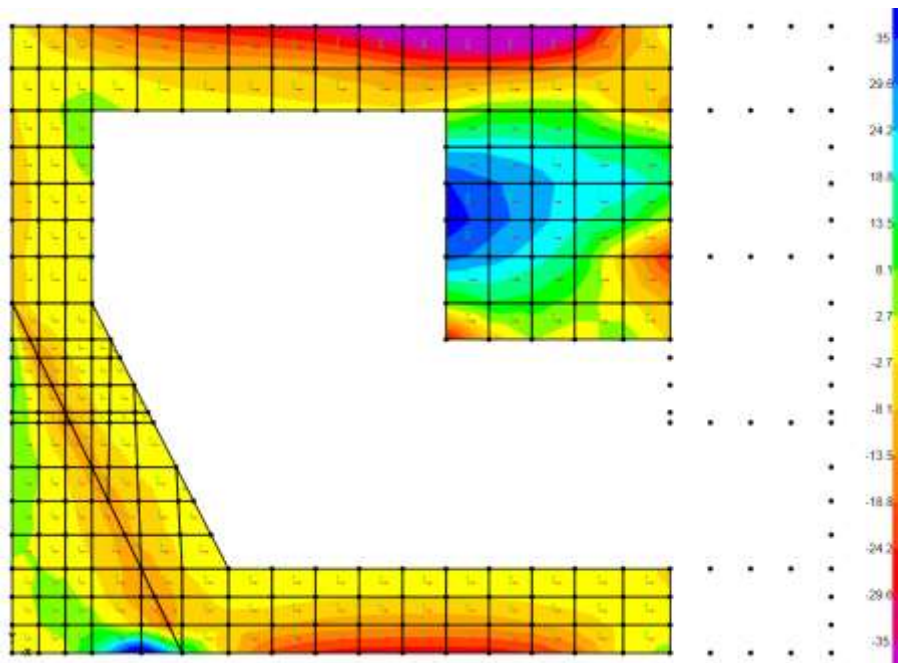


Figure 8-81: – M22,max

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale (valori minimi)

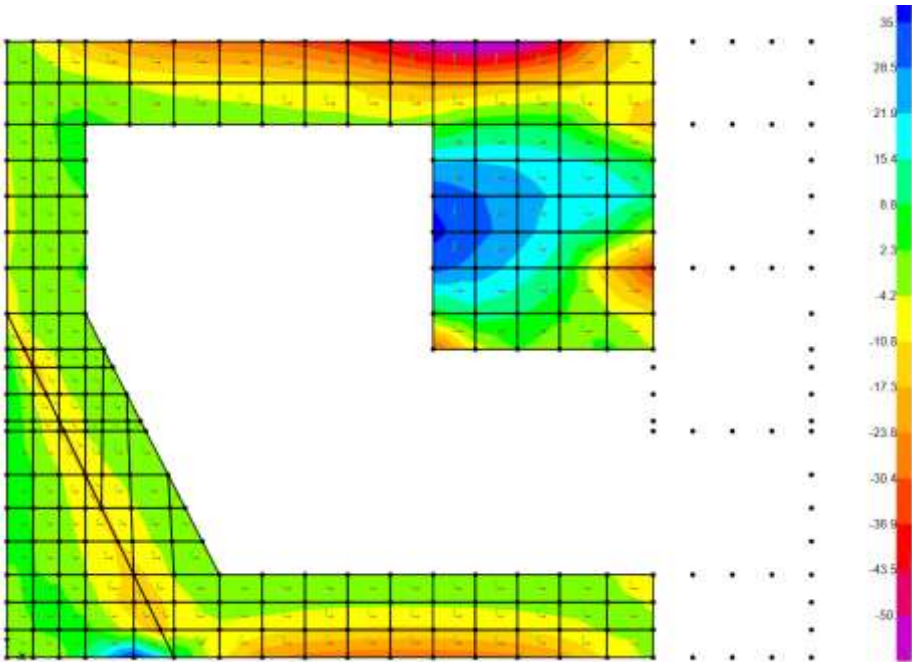


Figure 8-82: – M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.10m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori massimi)

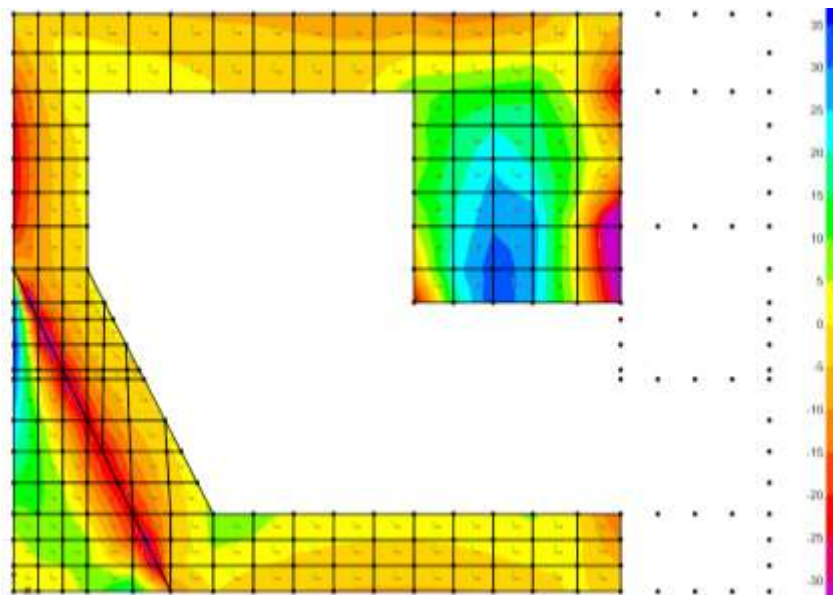


Figure 8-83: – M11,max

Momento flettente SLE – Frequente -M11 orizzontale (valori minimi)

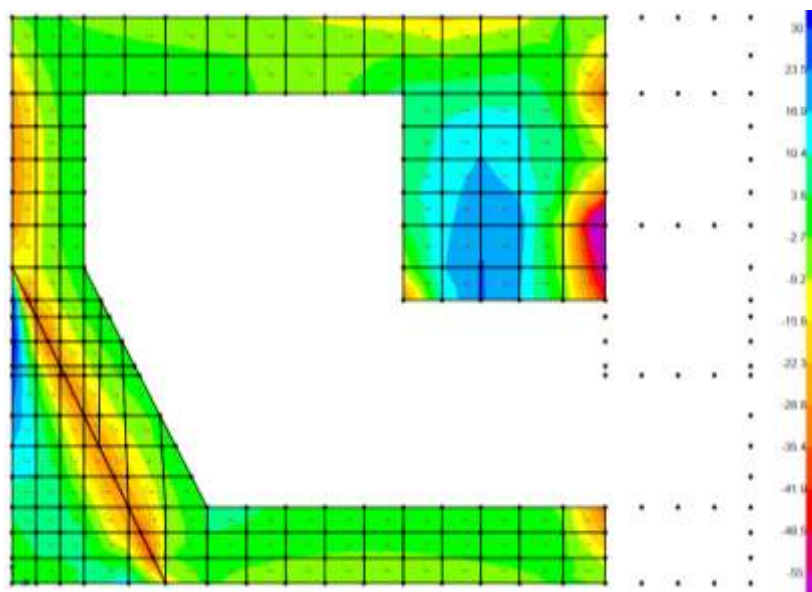


Figure 8-84: – M11,min

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori massimi)

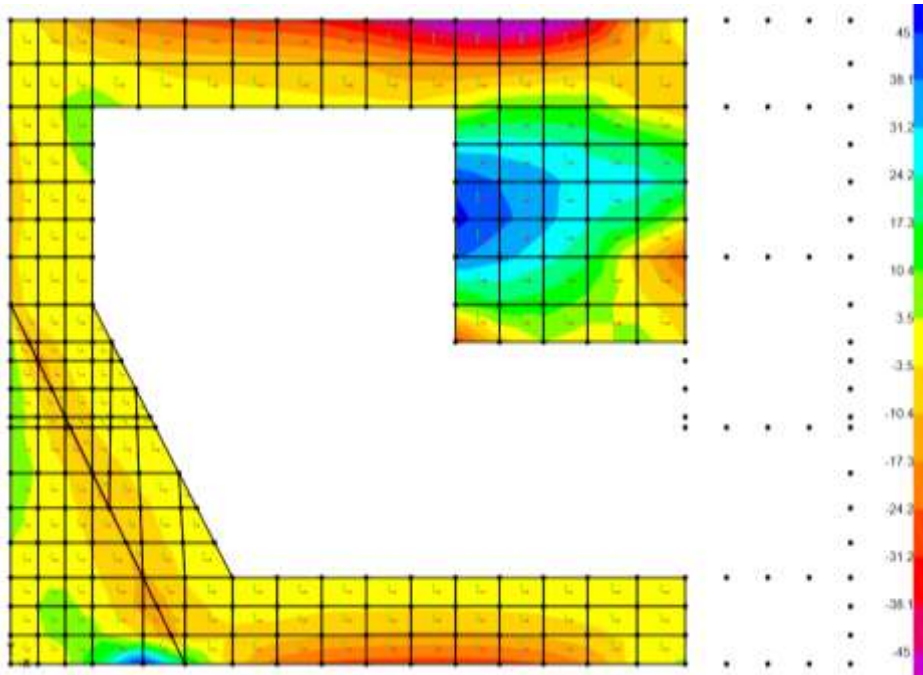


Figure 8-85: – M22,max

Momento flettente SLE – Frequente -M22 verticale (valori minimi)

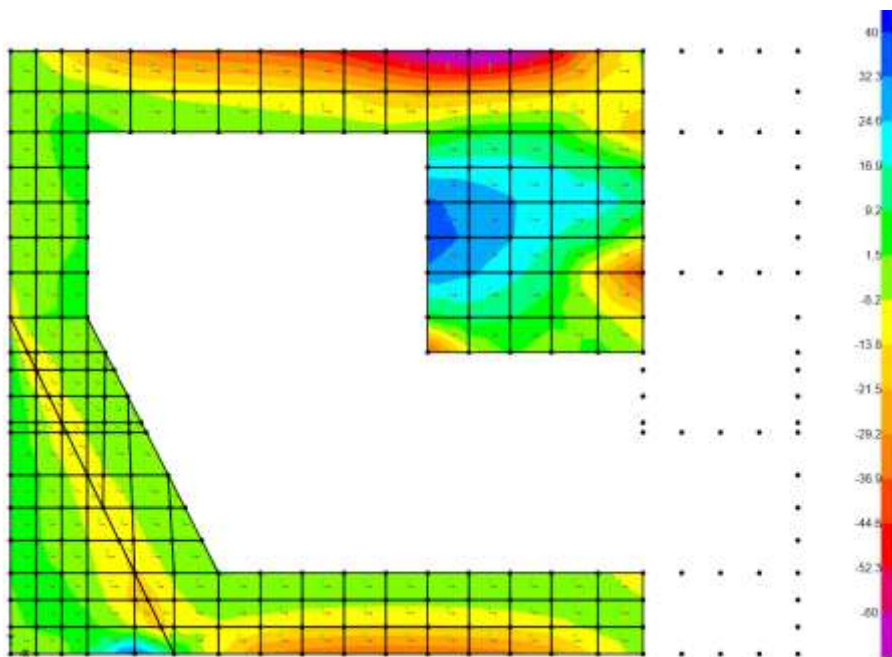


Figure 8-86: – M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio a piano campagna, a quota 407.10m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

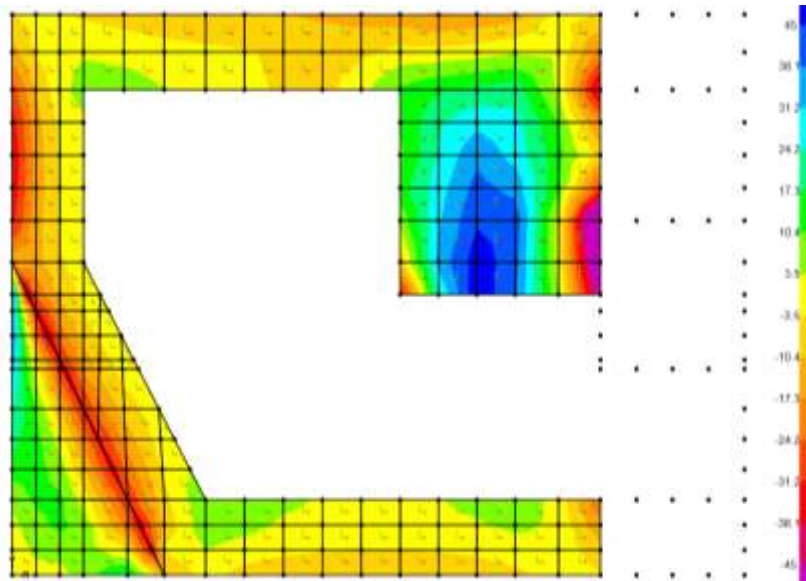
Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori massimi)

Figure 8-87: – M11,max

Momento flettente SLE – Rara -M11 orizzontale (valori minimi)

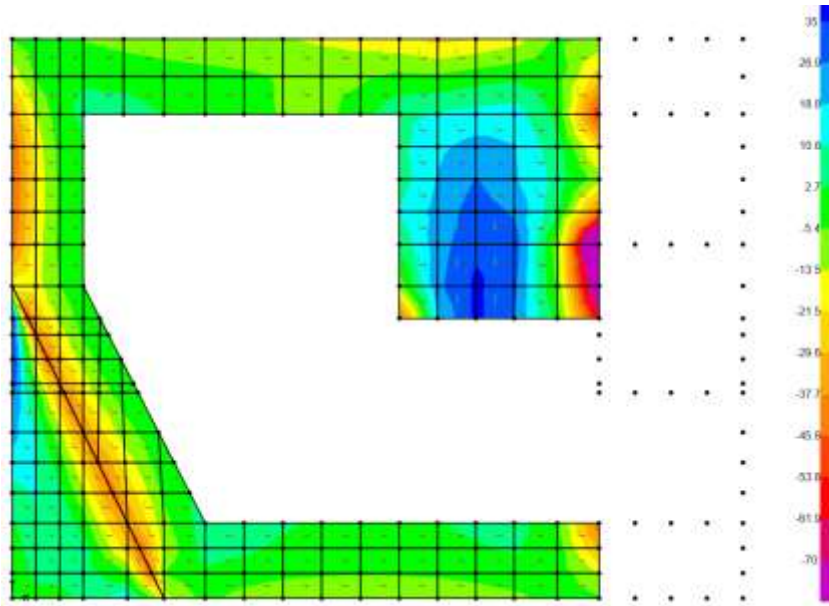


Figure 8-88: – M11,min

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori massimi)

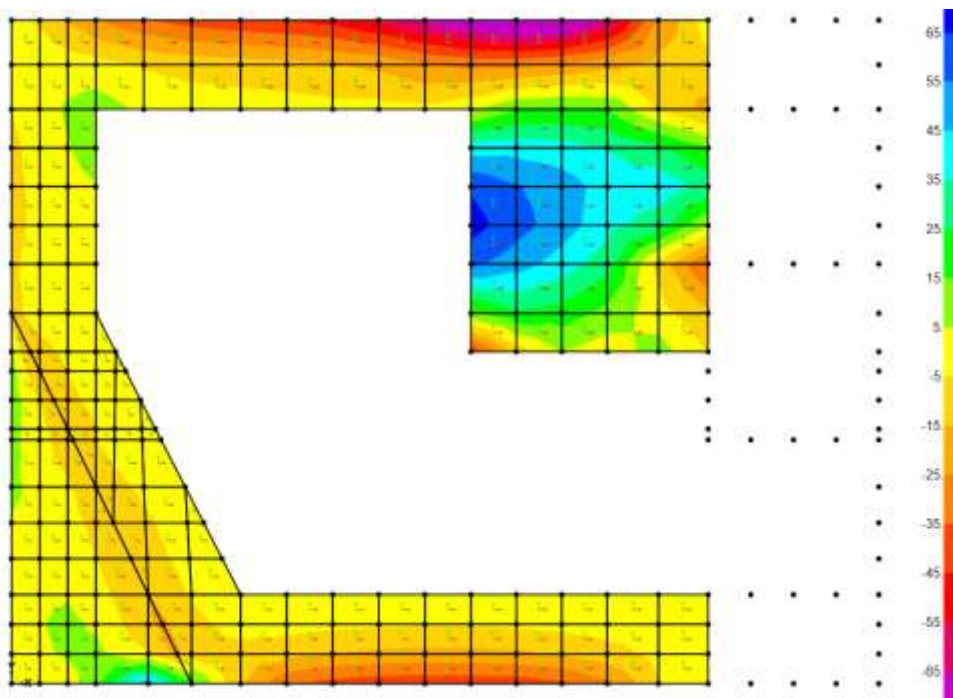


Figure 8-89: – M22,max

Momento flettente SLE – Rara -M22 verticale (valori minimi)

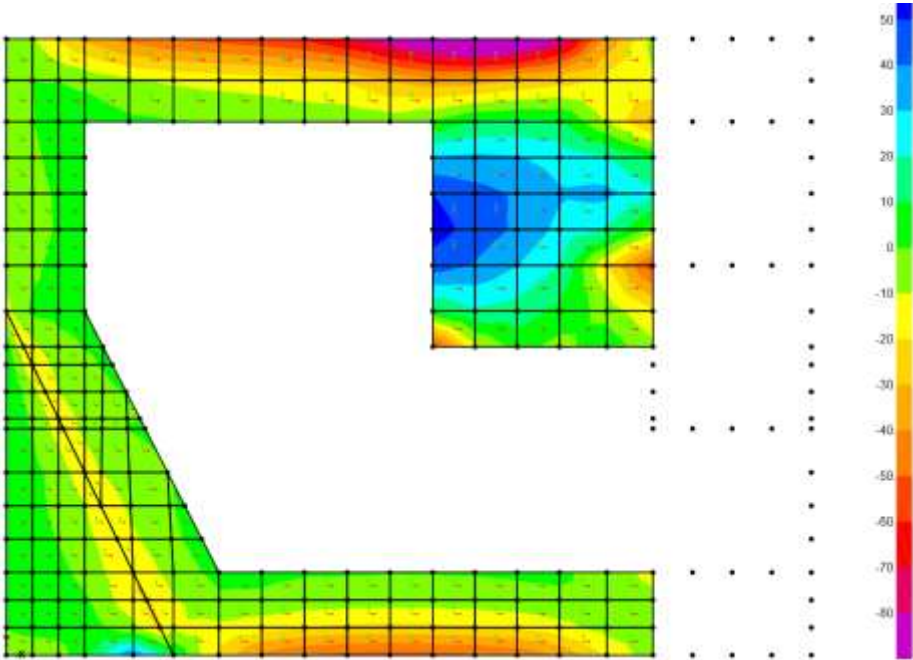


Figure 8-90: - $M_{22,min}$

Verifiche solaio a piano campagna

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 40cm ed è armata con 10 ϕ 14 al lembo superiore e 10 ϕ 14 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento orizzontale M11

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 14	(15.4 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 14	(15.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]
N°Comb.	N Mx Vy MT

1 0.00 90.00 0.00 0.00
COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)		
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	
1	0.00	70.00	

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)		
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	
1	0.00	55.00 (90.74)	

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)		
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	
1	0.00	45.00 (90.74)	

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	90.00	-0.27	194.00	2.156	33.8	0.19	0.70	30.8 (5.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)

As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.64	40.0	0.00	30.3	-159.7	32.1	10.1	1009	15.4	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00085	0.00027	0.50	0.60	0.000376 (0.000376)	401	0.151 (0.30)	90.74

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.98	40.0	0.00	30.3	-102.7	32.1	10.1	1009	15.4	9.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00069	0.00022	0.50	0.40	0.000308 (0.000308)	401	0.123 (0.20)	90.74

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	10Ø14	(15.4 cm ²)
Barre superiori:	10Ø14	(15.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	115.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 80.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb. N Mx
1 0.00 60.00 (93.24)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb. N Mx
1 0.00 50.00 (93.24)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	115.00	0.24	196.59	1.709	34.5	0.16	0.70	30.8 (5.8)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.76	40.0	0.00	30.3	-174.3	33.5	10.1	1009	15.4	9.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00083	0.00027	0.50	0.60	0.000392 (0.000392)	353	0.139 (0.30)	93.24

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.98	40.0	0.00	30.3	-109.0	33.5	10.1	1009	15.4	9.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00069	0.00022	0.50	0.40	0.000327 (0.000327)	353	0.115 (0.20)	93.24

Nei confronti delle azioni di taglio, non è necessario considerare una specifica armatura. Si dispongono comunque nelle zone a ridosso dei setti dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli $\Phi 8/250 \times 250$. Si dispongono spilli $\Phi 8/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 65$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset$	14	$= 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	0	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 335$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset$	0	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			15.39 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 100.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.773 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.467$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 174.6 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 156.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 174.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Setti perimetrali

Setti perimetrali - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Involuppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=9.80$.

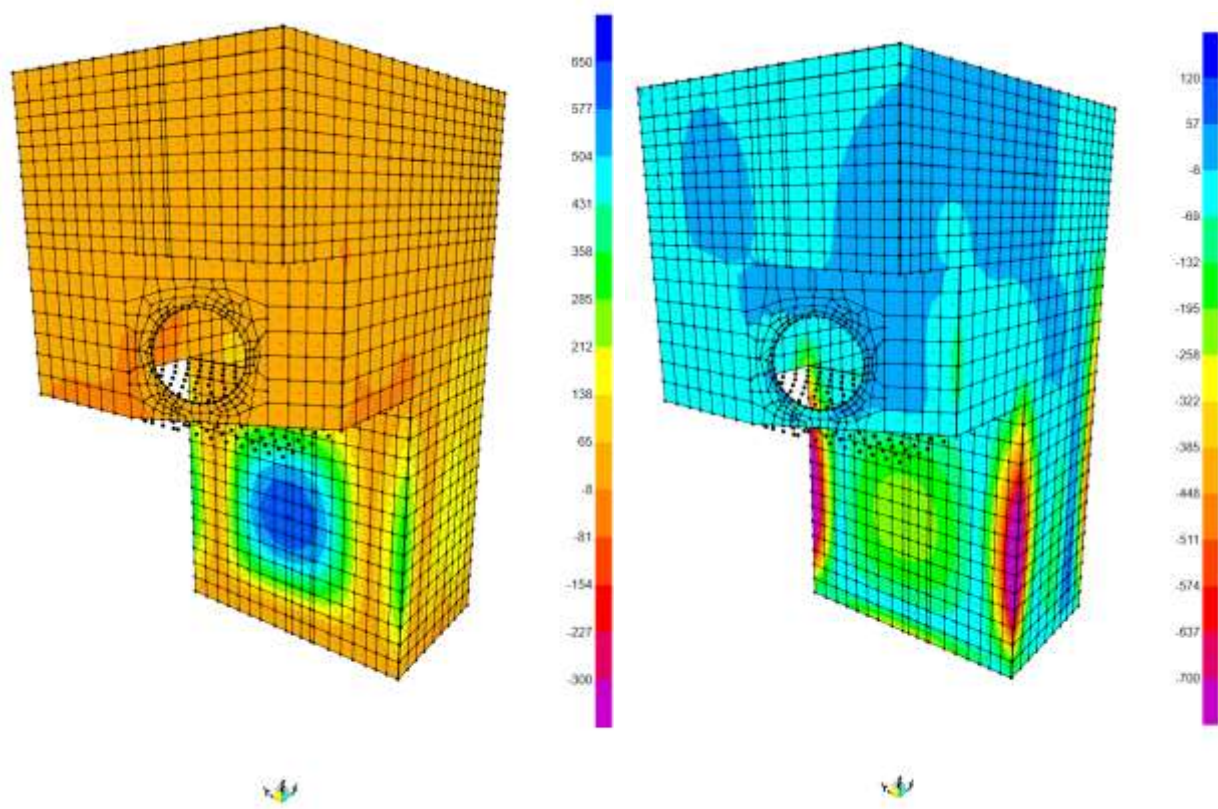


Figure 8-91: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=9.80.

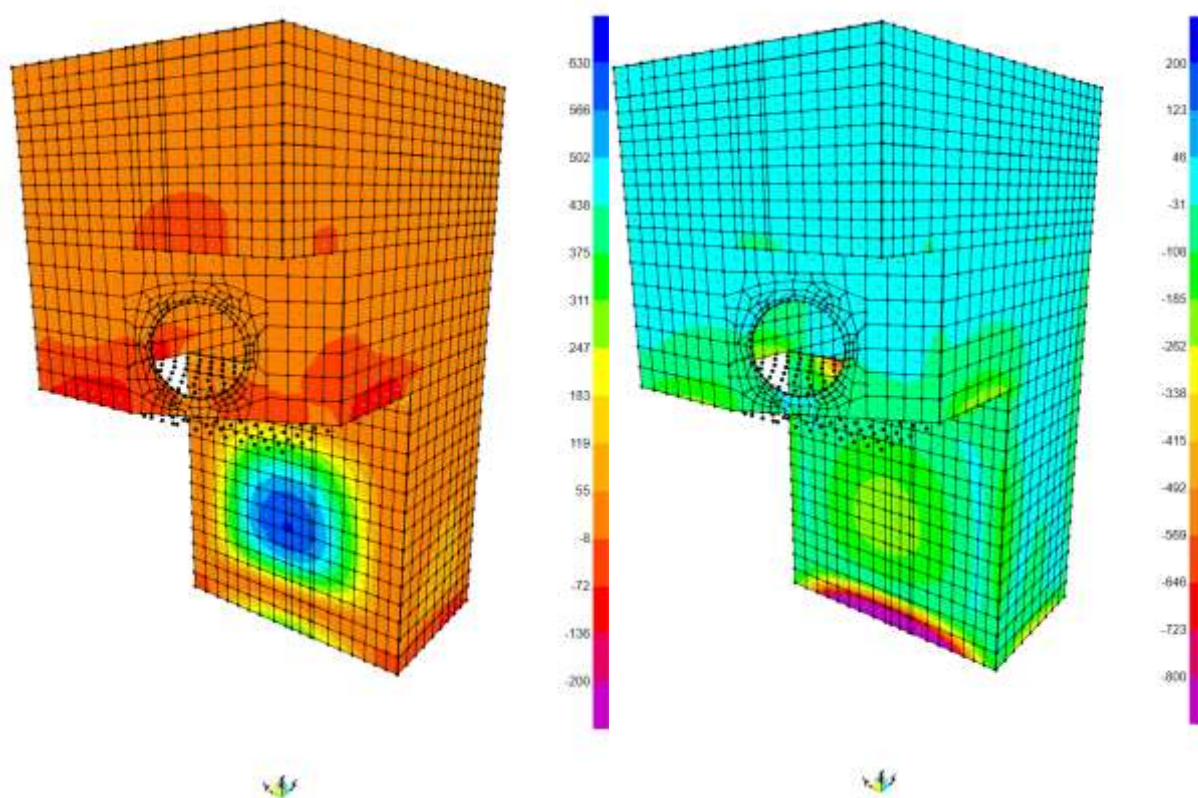


Figure 8-92: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Involuppo taglio SLU-SLV orizzontale V13

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=9.80.

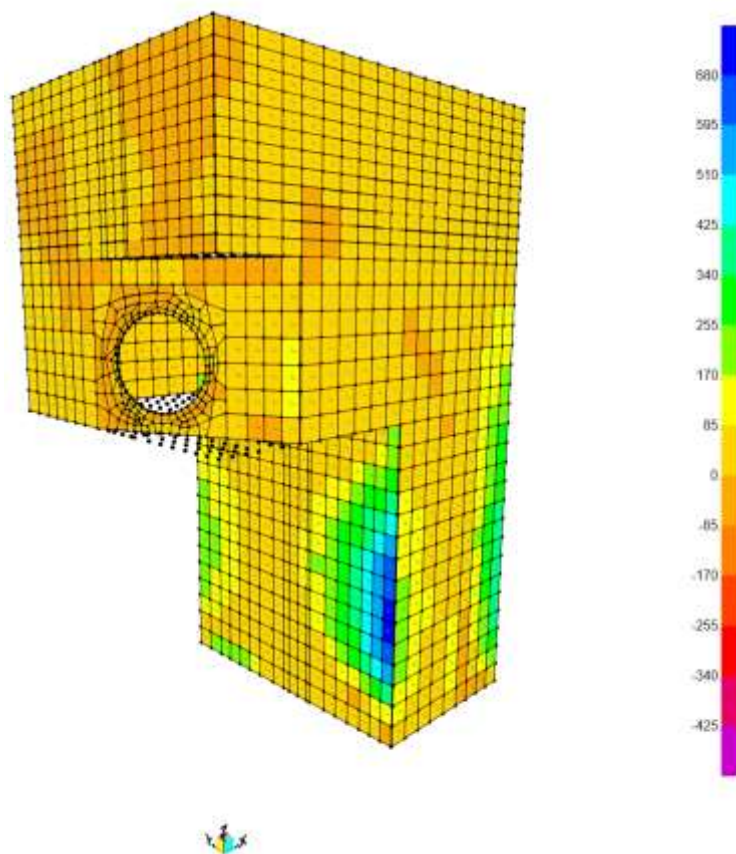


Figure 8-93: – V13,max

Setti perimetrali - SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=9.80.

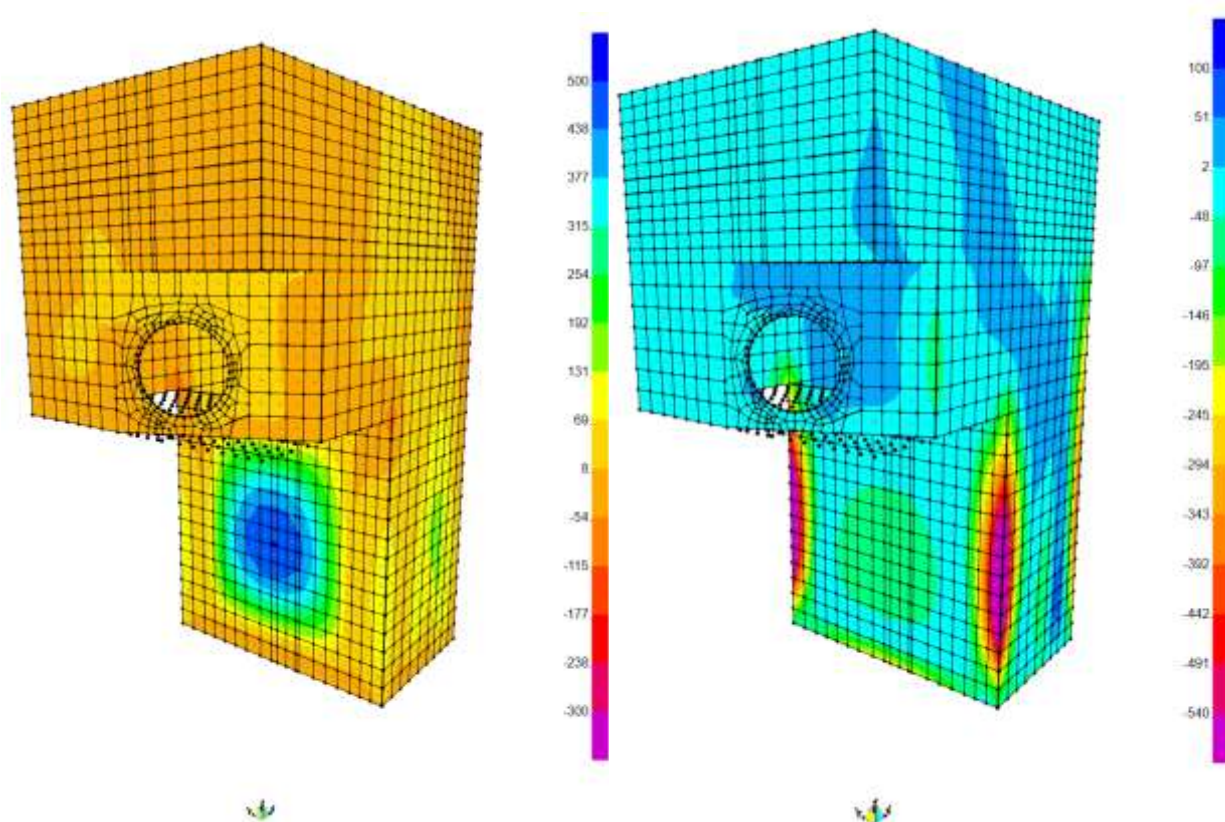


Figure 8-94: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=9.80.

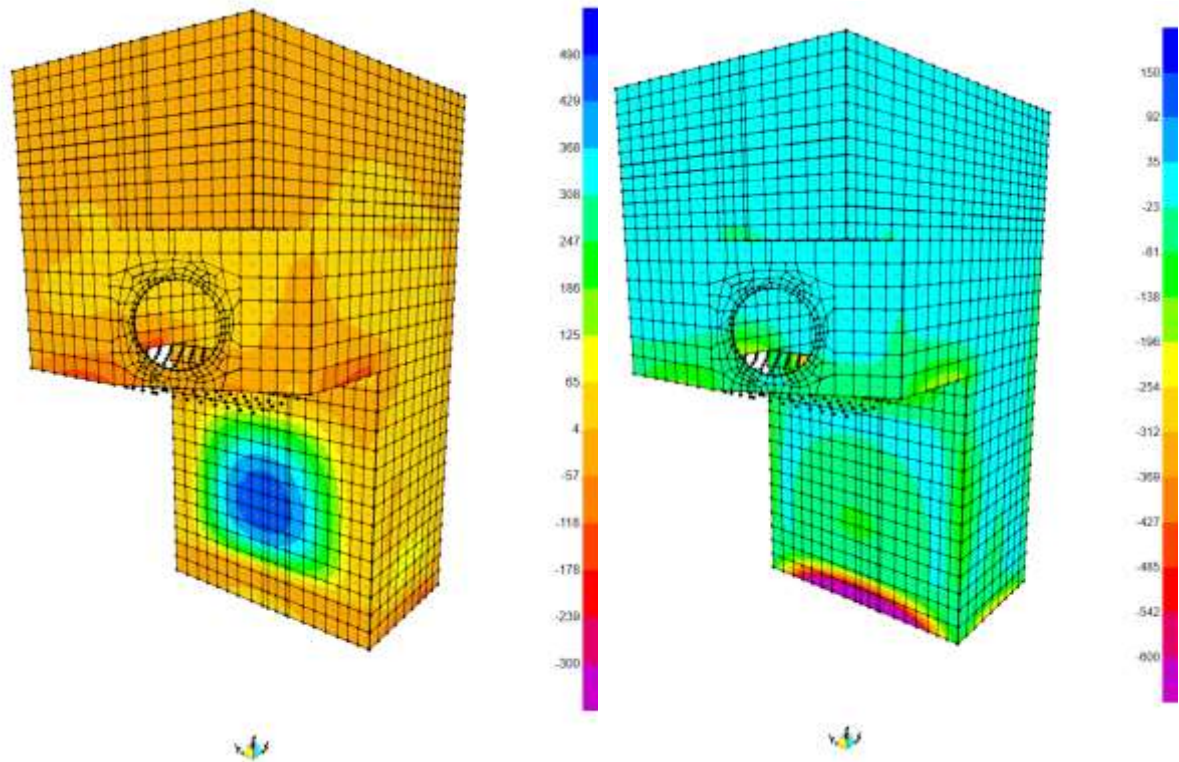


Figure 8-95: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 2.49MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 30 al lembo superiore ed inferiore in direzione verticale e, 10 ϕ 26 al lembo superiore ed inferiore in direzione orizzontale. Si riporta di seguito la verifica più restrittiva:

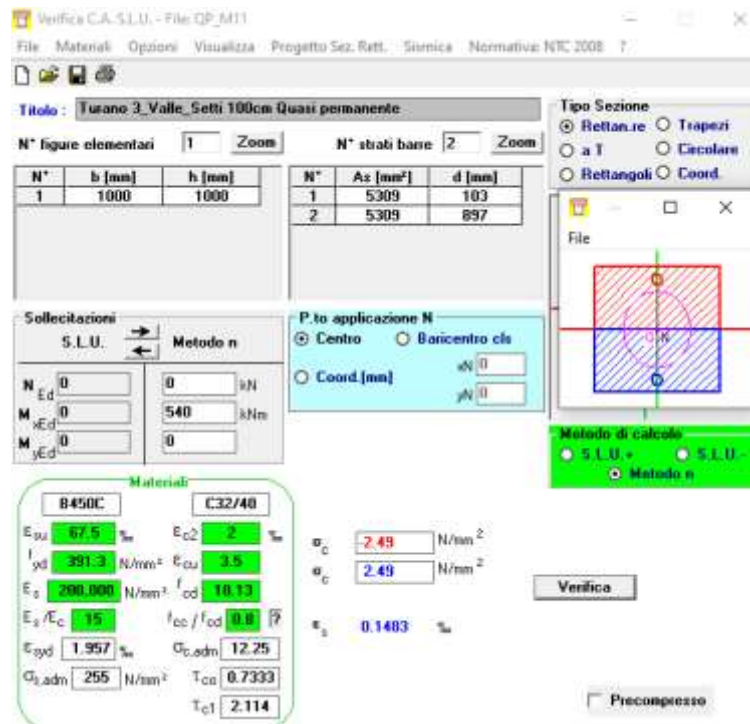


Figure 8-96: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti perimetrali - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Frequente - M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=9.80$.

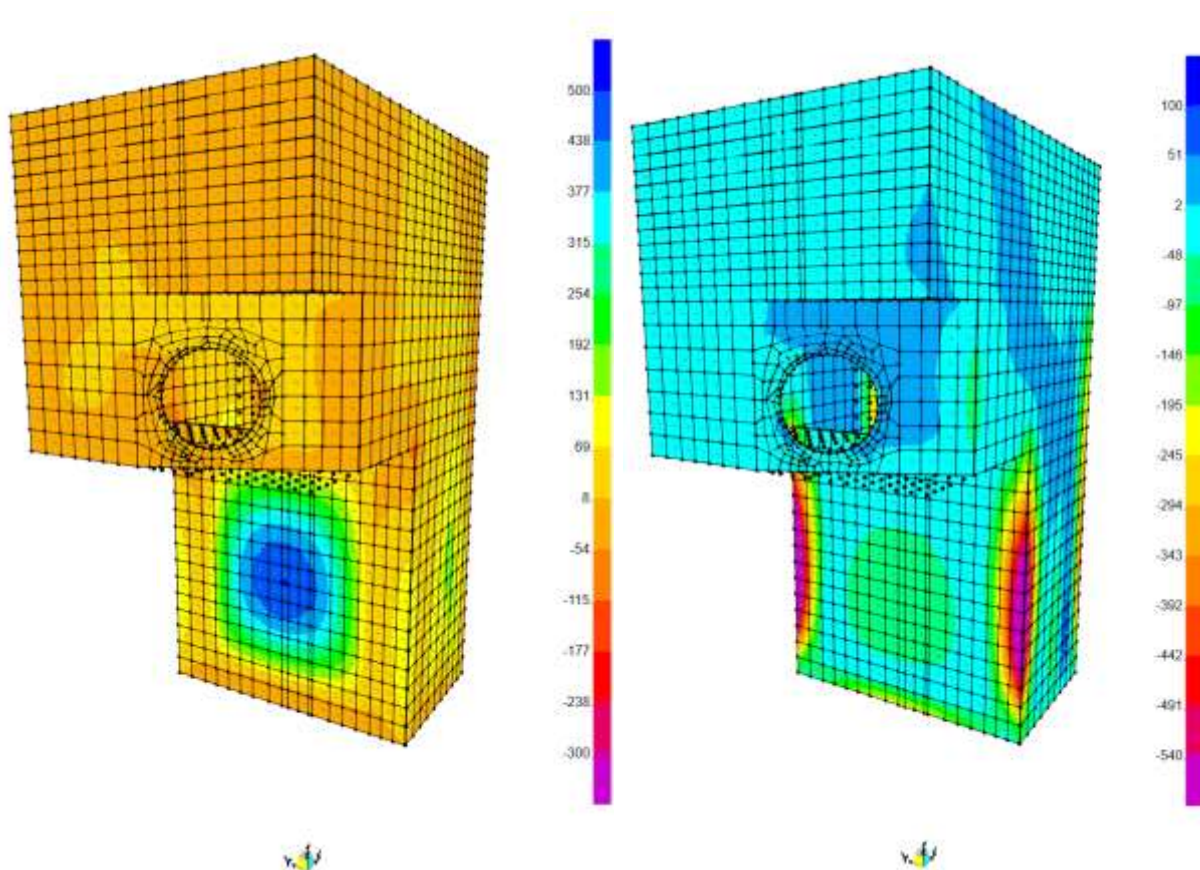


Figure 8-97: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE - Frequente verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=9.80.

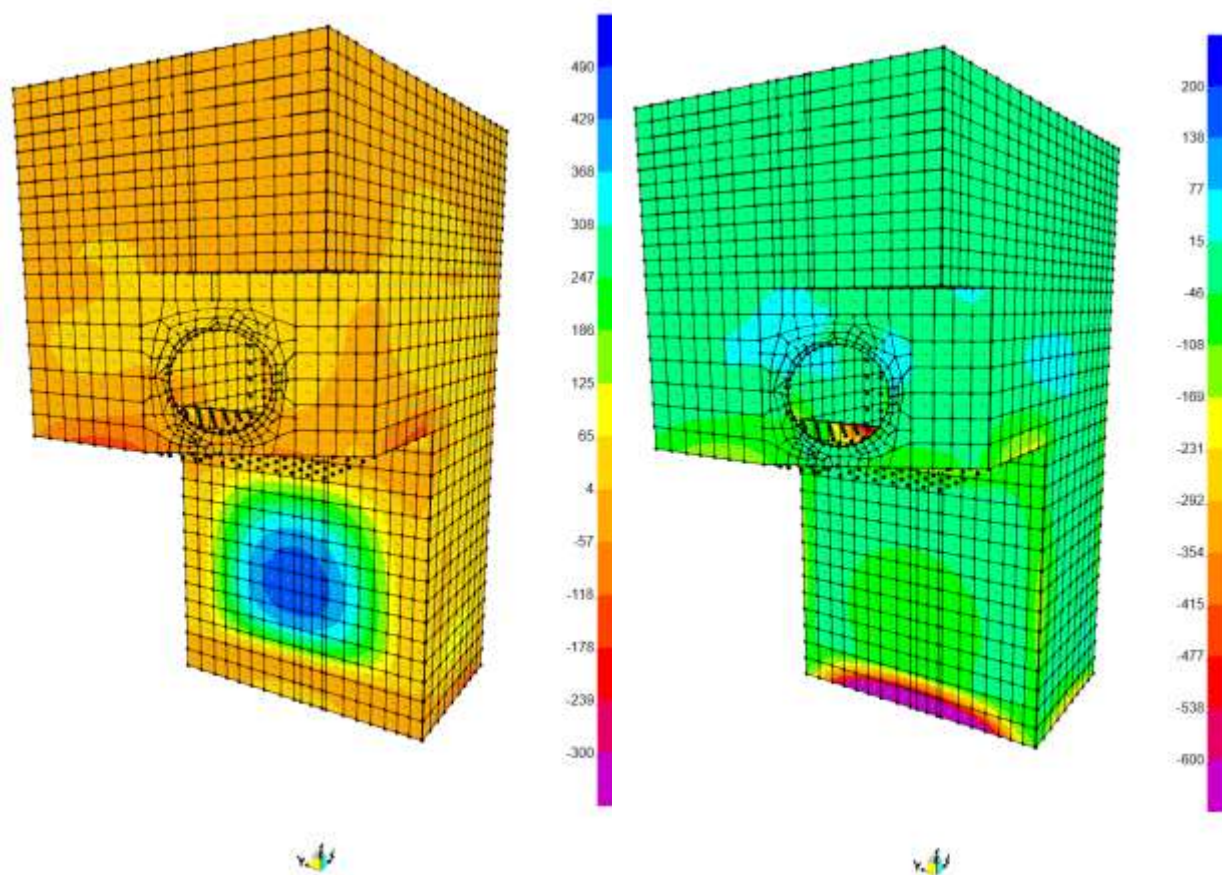


Figure 8-98: – $M_{22,max}$ a sinistra ed $M_{22,min}$ a destra

Setti perimetrali - SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, spessore dei setti 1.00m e, per la parte di struttura fuori terra, spessore dei setti 80cm, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Le mappe delle sollecitazioni di seguito riportate si focalizzano sul range di valori dimensionanti per la parte di struttura interrata.

Momento flettente SLE – Rara - M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=9.80$.

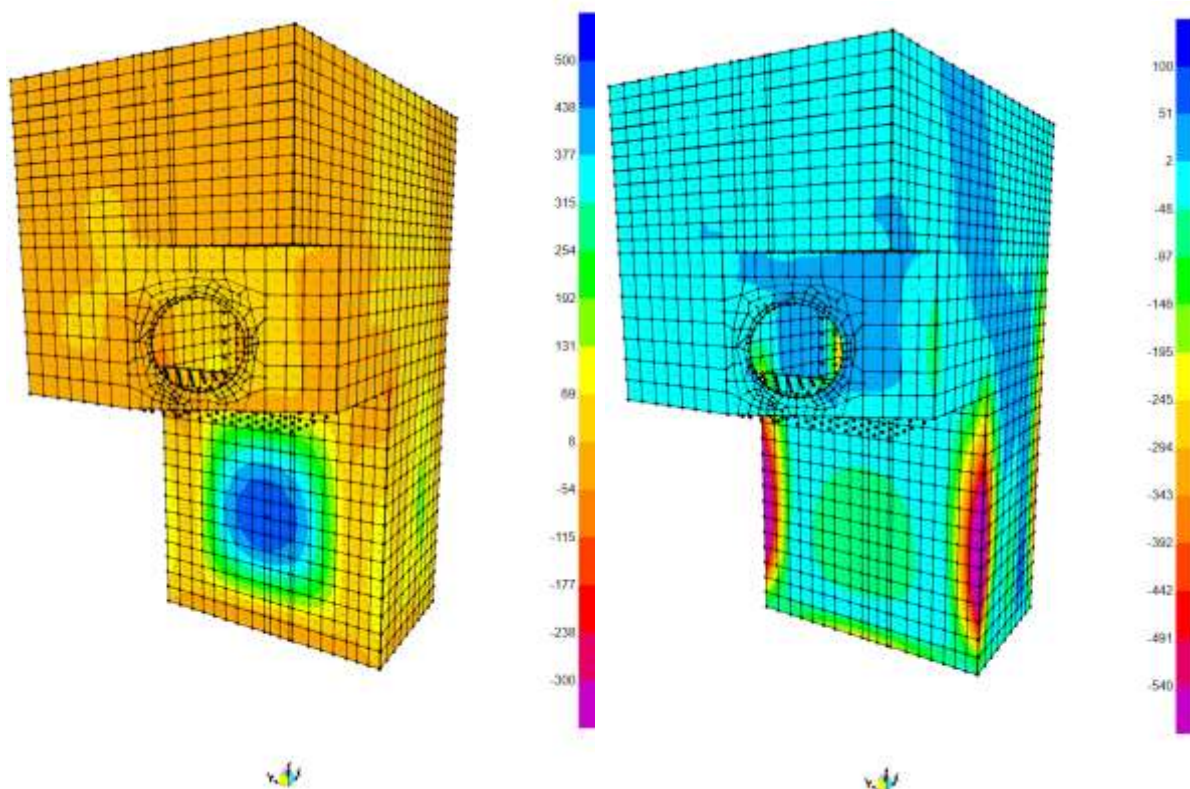


Figure 8-99: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=9.80.

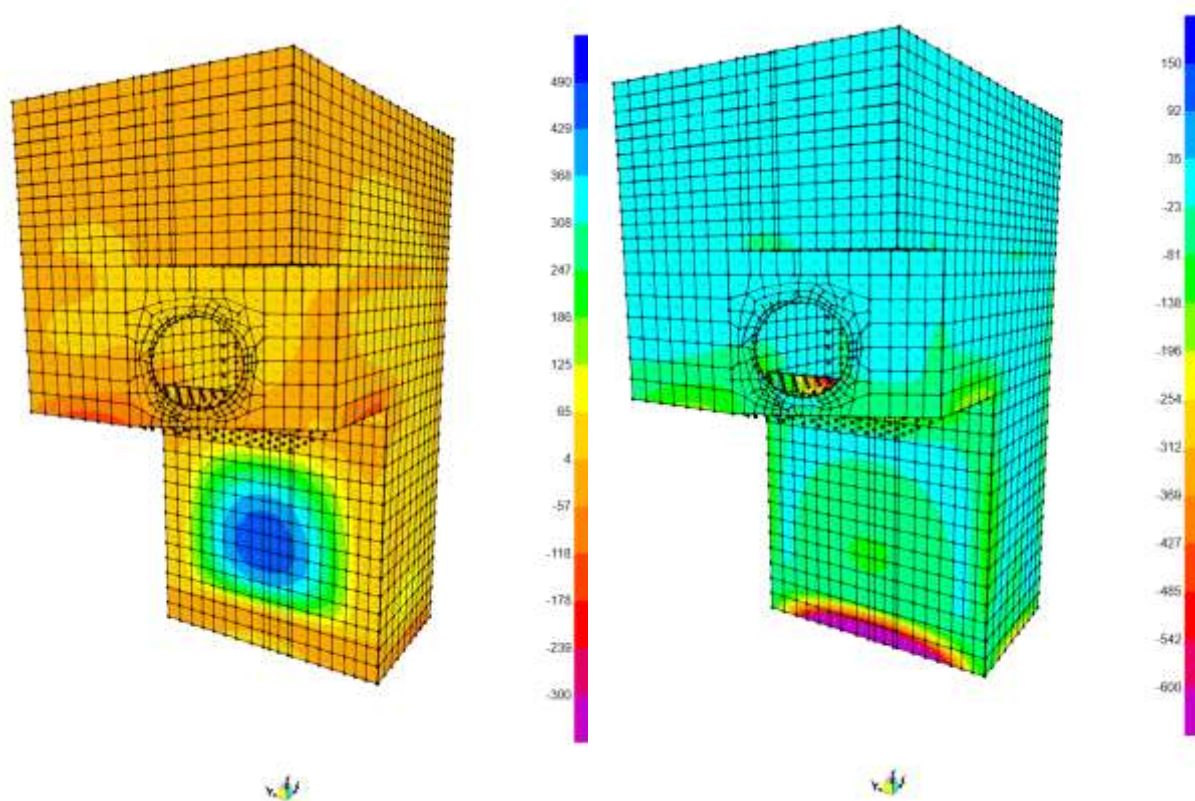


Figure 8-100: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Verifiche Setti perimetrali

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti perimetrali interrati a contatto con il terreno hanno spessore di 100cm e sono armati con 10 ϕ 30 al lembo superiore e 10 ϕ 30 al lembo inferiore in direzione verticale e 10 ϕ 26 al lembo superiore e 10 ϕ 26 al lembo inferiore in direzione orizzontale. I setti perimetrali della struttura fuori terra hanno spessore di 80cm e sono armati con 5 ϕ 22 al lembo superiore e 5 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

Verifica momento orizzontale M11 – Setti struttura interrata

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 26	(53.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	10.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	10.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione

N°Comb.	N	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale		
		Mx	Vy	MT
1	0.00	700.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
		Mx	MT
1	0.00	540.00	

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
		Mx	MT
1	0.00	540.00 (654.96)	

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
		N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	700.00	-0.02	1742.63	2.489	88.5	0.13	0.70	53.1 (15.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	
	Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)	
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])	
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)	
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]	
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)	
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre	
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)	
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)	
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci	

(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.64	100.0	0.00	73.0	-126.6	89.7	24.3	2432	53.1	8.8

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00074	0.00027	0.50	0.60	0.000380 (0.000380)	508	0.193 (0.20)	654.96

Verifica momento verticale M22 – Setti struttura interrata
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø30	(70.7 cm ²)
Barre superiori:	10Ø30	(70.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	800.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	600.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	600.00 (734.68)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	800.00	0.01	2399.90	3.000	89.9	0.11	0.70	70.7 (16.1)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.18	100.0	0.00	70.4	-101.7	92.5	18.8	1875	70.7	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00057	0.00024	0.50	0.60	0.000305 (0.000305)	339	0.103 (0.20)	734.68

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 200$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 103$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{s,1} = 10$	$\emptyset 26$	$= 53.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 897$	mm	altezza utile	$A_{s,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			53.09 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 680.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.472 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.354$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.006 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 422.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 317.2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 422.4 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0 \quad \circ \text{ inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.196 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 885.9 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 3439.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 885.9 > 680.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Verifica momento orizzontale M11 – Setti struttura fuori terra
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	350.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 75.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	70.00 (368.73)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	60.00 (368.73)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	350.00	0.25	530.77	1.516	73.7	0.09	0.70	38.0 (12.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.14	80.0	0.00	63.6	-58.8	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00031	0.00008	0.50	0.60	0.000165 (0.000165)	553	0.091 (0.30)	368.73

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.91	80.0	0.00	63.6	-47.0	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00026	0.00007	0.50	0.40	0.000141 (0.000141)	553	0.078 (0.20)	368.73

Verifica momento verticale M22 – Setti struttura fuori terra
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:		360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	300.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx

1 0.00 30.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb. N Mx
1 0.00 25.00 (362.71)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb. N Mx
1 0.00 20.00 (362.71)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	300.00	-0.28	524.11	1.747	72.6	0.10	0.70	38.0 (12.3)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.49	80.0	0.00	63.6	-24.4	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00012	0.00003	0.50	0.60	0.000061 (0.000061)	696	0.042 (0.30)	362.71

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.33	80.0	0.00	63.6	-16.3	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00010	0.00002	0.50	0.40	0.000049 (0.000049)	696	0.034 (0.20)	362.71

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 800$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{d,1} = 5$	$\emptyset 22$	$= 19.01 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{d,2} = 0$	\emptyset	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 729$	mm altezza utile	$A_{d,3} = 0$	\emptyset	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			19.01 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 280.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.524 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.372$$

$$\rho_1 = A_d / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 270.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 35.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle c/s} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{w/s} = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \quad \text{passo } 40 \text{ cm} = 0.098 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{w/s}) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 360.0 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 2795.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 360.0 > 280.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Setti interni interrati**Setti interni interrati - SLU-SLV**

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

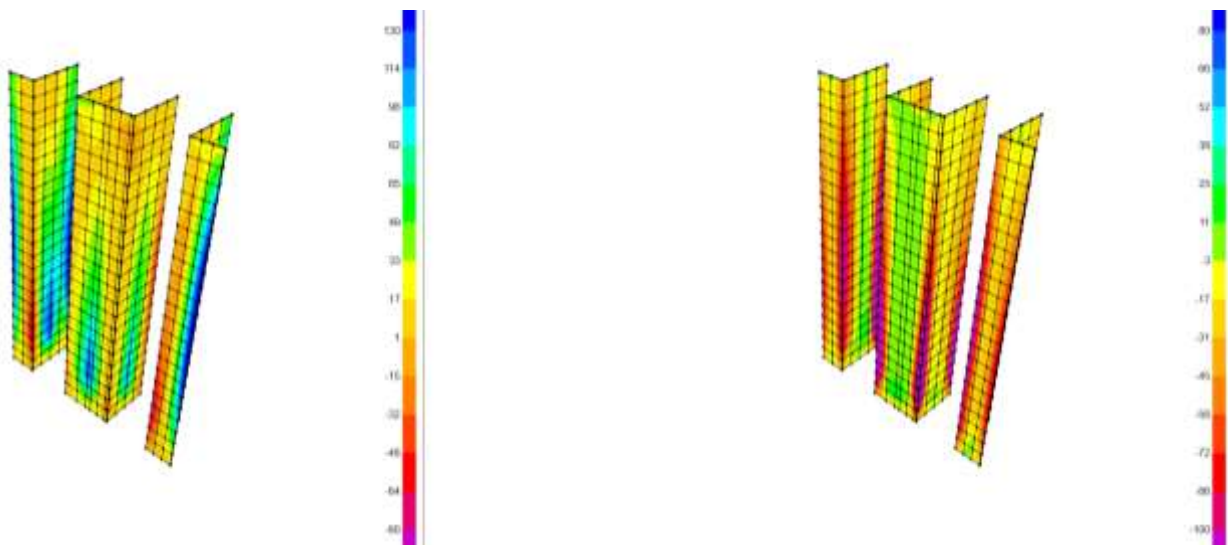
Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

Figure 8-101: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

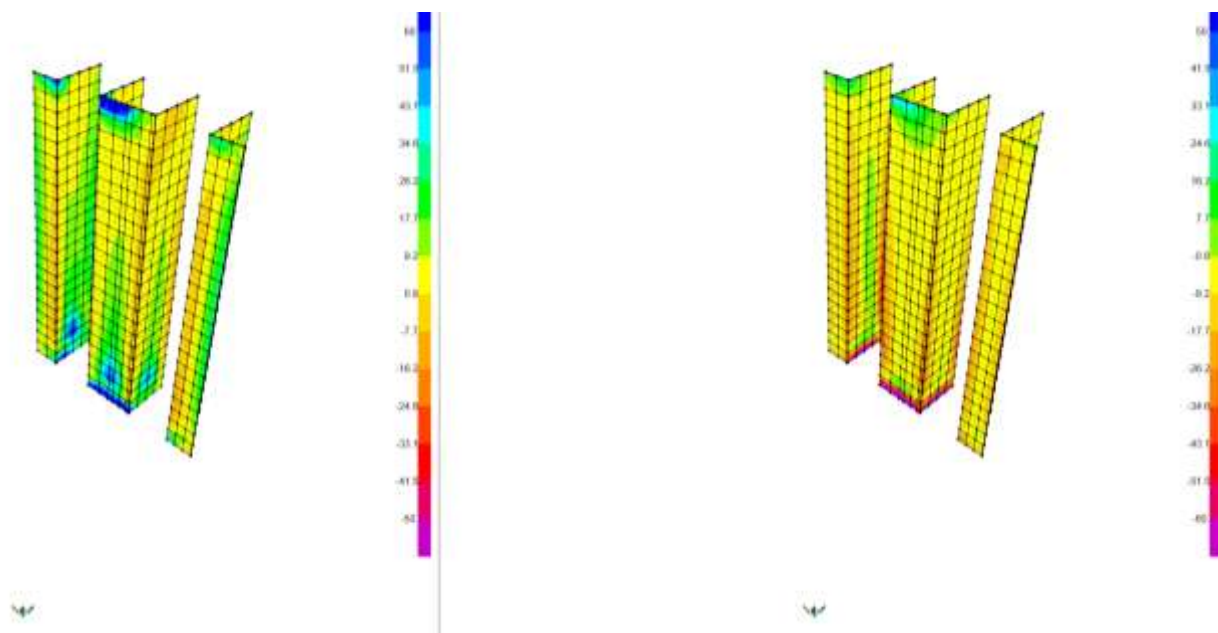


Figure 8-102: – $M_{22,max}$ a sinistra ed $M_{22,min}$ a destra

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori minimi)

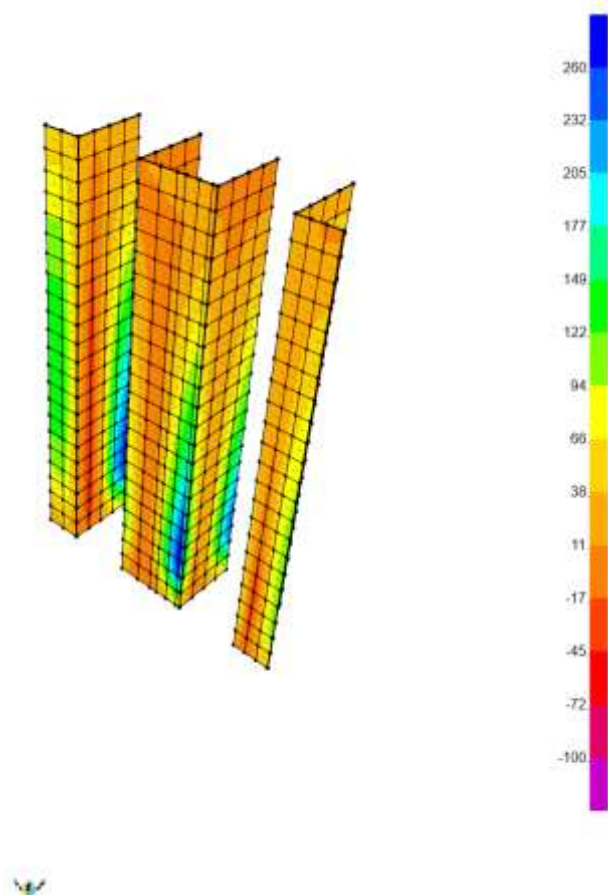


Figure 8-103: – V13,min

Setti interni interrati SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

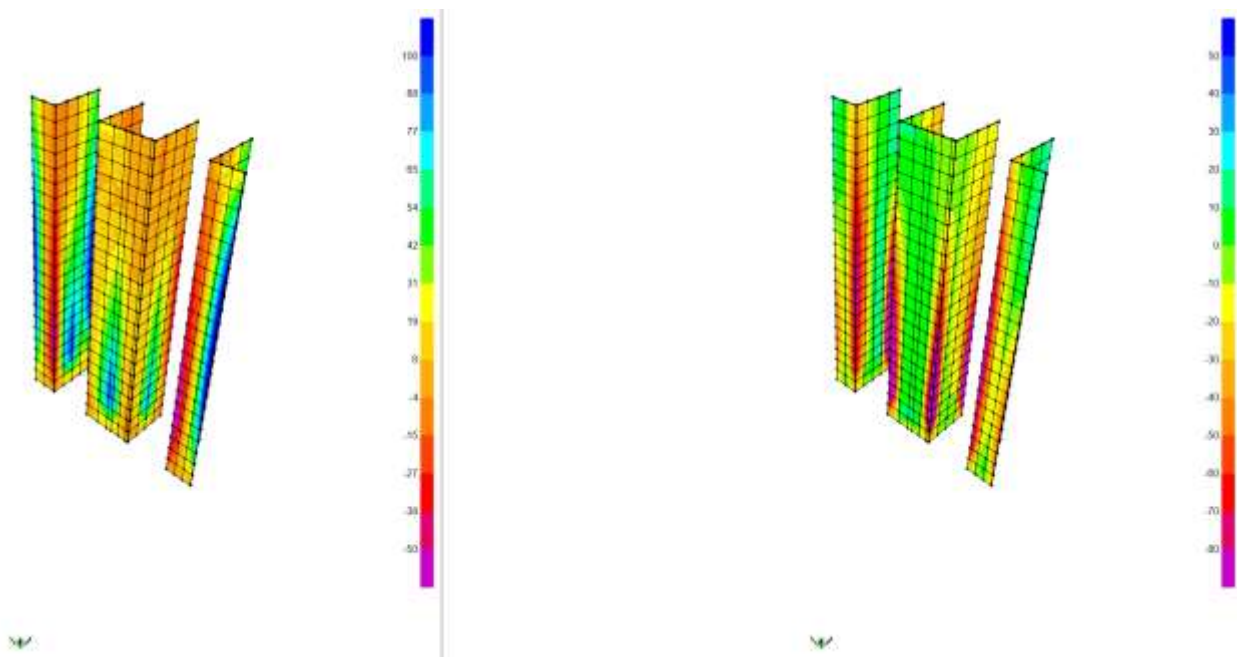


Figure 8-104: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

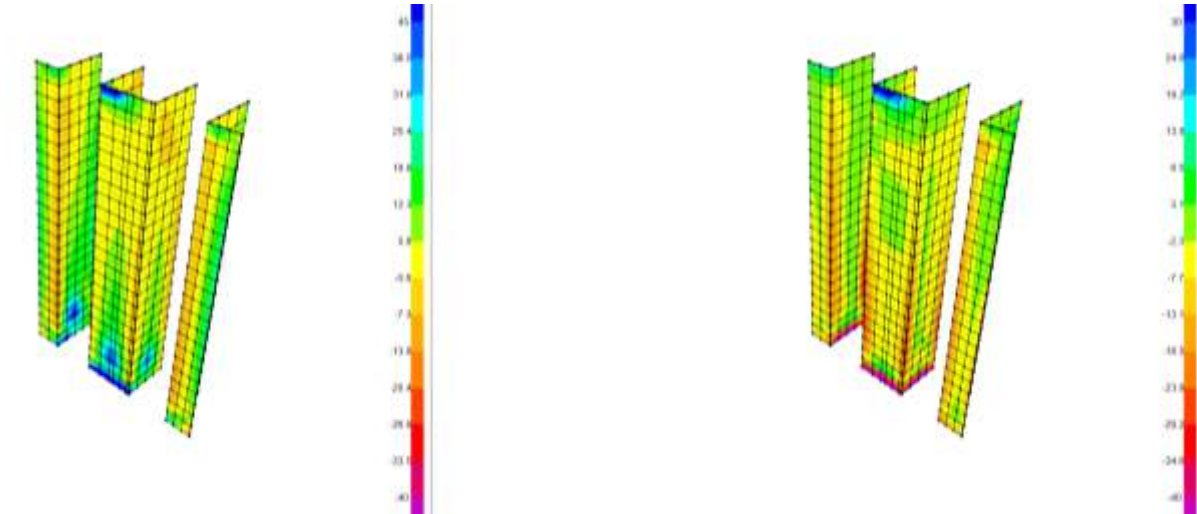
Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

Figure 8-105: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

In combinazione quasi permanente deve risultare che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite valutato come:

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.50 \text{ MPa}$

Di seguito si valuta la tensione di trazione massima nella sezione di calcestruzzo, ottenuta a partire dal massimo momento in combinazione quasi permanente. Il valore ottenuto pari ad 0.82MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa. La sezione risulta essere armata con 5 ϕ 22 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

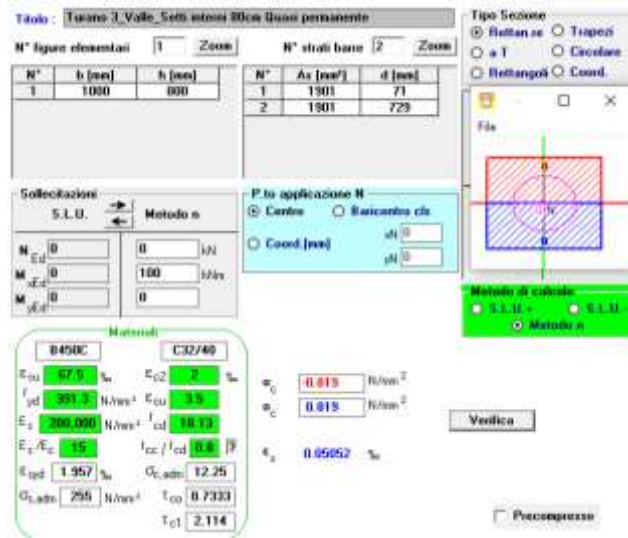


Figure 8-106: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti interni interrati SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11

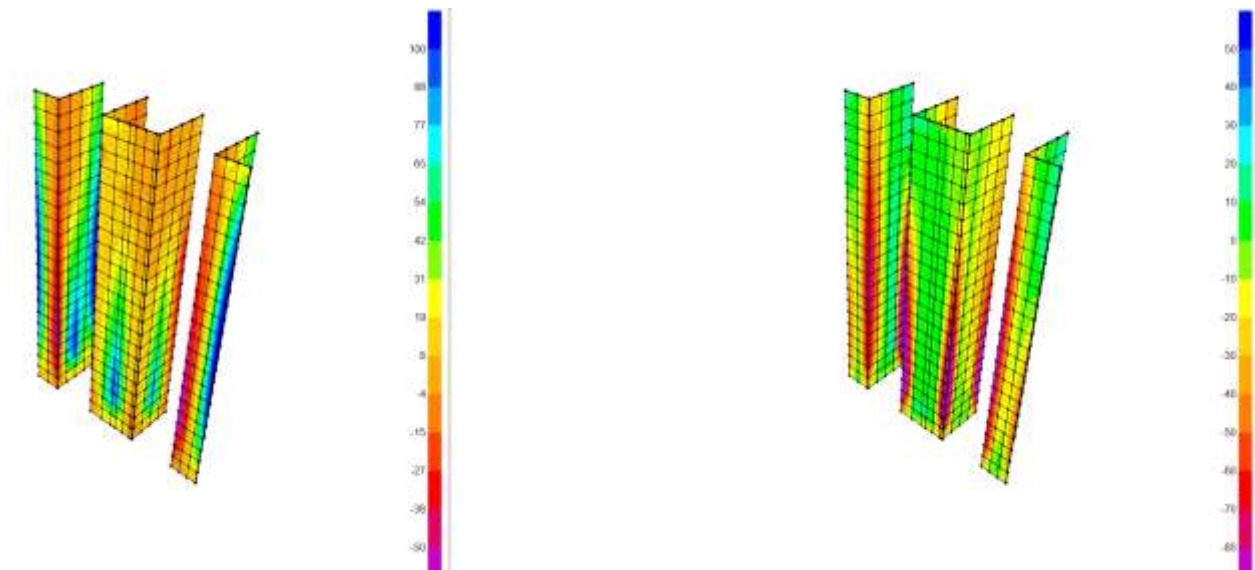


Figure 8-107: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22

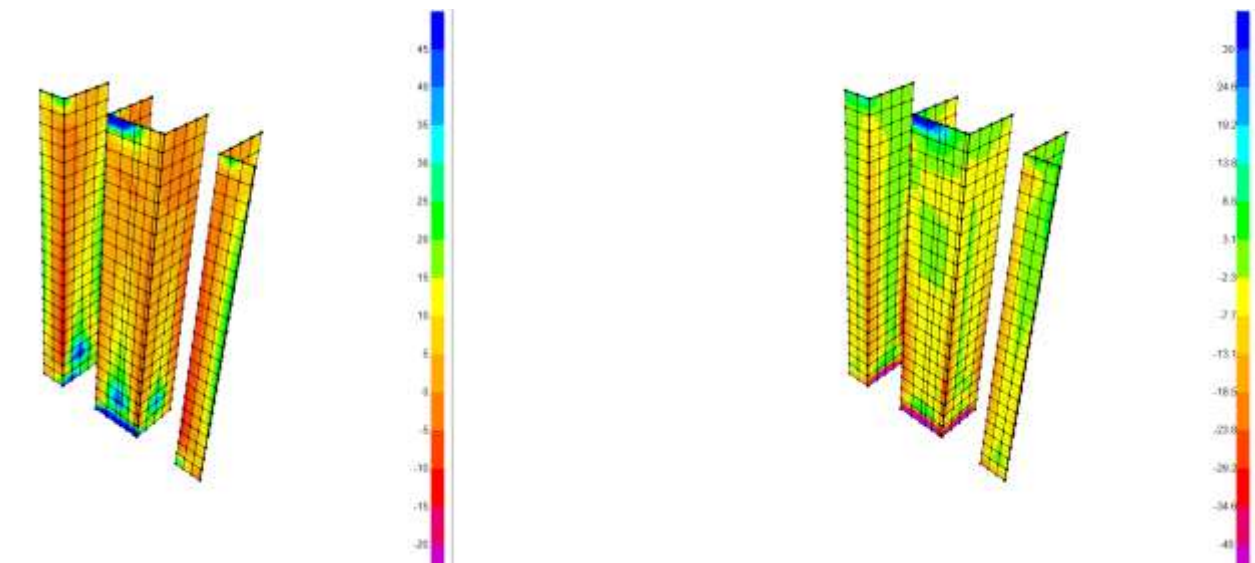


Figure 8-108: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Setti interni interrati SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 80cm.

Involuppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11

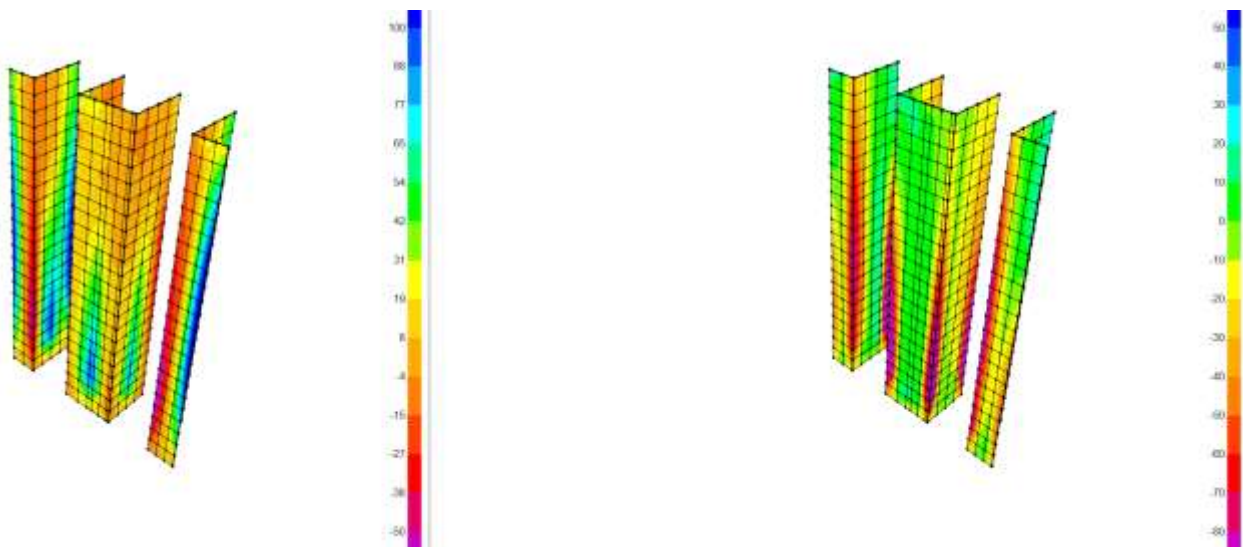


Figure 8-109: – Figure 8-110: – M11,max a sinistra ed M11,min a destra

Involuppo momento flettente SLE Rara verticale M22

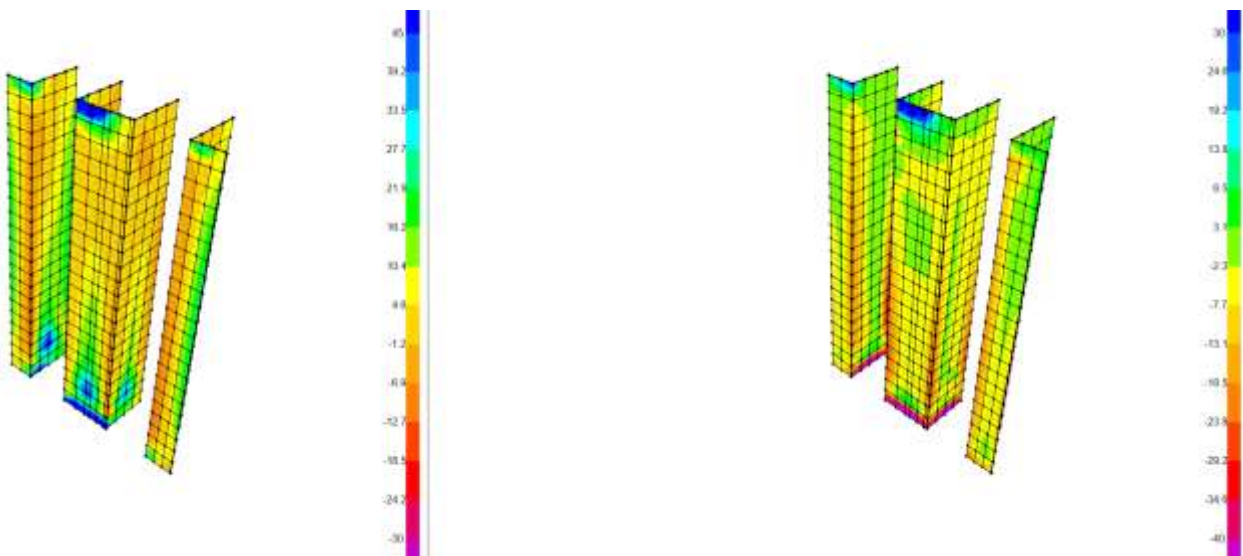


Figure 8-111: – M22,max a sinistra ed M22,min a destra

Verifiche Setti interni interrati

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti interni hanno spessore di 80cm e sono armati con 5 ϕ 22 al lembo superiore e 5 ϕ 22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

Verifica momento orizzontale M11

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5 ϕ 22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5 ϕ 22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	130.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	100.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	100.00 (368.73)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	130.00	0.25	530.77	4.083	73.7	0.09	0.70	38.0 (12.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)										
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.52	80.0	0.00	63.6	-78.3	72.9	17.8	1775	19.0	21.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

1	S	-0.00044	0.00011	0.50	0.60	0.000235 (0.000235)	553	0.130 (0.20)	368.73
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	--------

Verifica momento verticale M22
CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.3	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	60.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	45.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	45.00 (362.71)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate
VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	60.00	-0.28	524.11	8.735	72.6	0.10	0.70	38.0 (12.3)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.74	80.0	0.00	63.6	-36.6	70.7	21.2	2120	19.0	20.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	0.00006	0.50	0.60	0.000110 (0.000110)	696	0.076 (0.20)	362.71

Nei confronti delle azioni di taglio non è necessaria una specifica armatura. Si dispongono comunque spilli $\phi 10/200 \times 200$ in corrispondenza delle zone in cui le sollecitazioni sono maggiori, ovvero all'attacco con gli orizzontamenti e in corrispondenza dei setti ortogonali alle pareti in esame. Si considerano spilli $\phi 10/400 \times 400$ altrove. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.
• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 800$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s1} = 5$	\emptyset	$22 = 19.01 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	\emptyset	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 729$	mm altezza utile	$A_{s3} = 0$	\emptyset	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			19.01 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 260.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.524 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.372$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 270.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 271.5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

8.9 Verifica fondazione compensata

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l'incremento di carico dato dall'edificio e il peso del terreno asportato.

Pesi propri	A [m2]	b [m]	h [m]	sp [m]	numero	area fori [m2]	peso [kN]
fondazione qta 385	123.11	-	-	1.50	1.00		4616
soletta intermedia qta 400	138.67	-	-	1.50	1.00		5200
soletta p.c. qta 407	110.53	-	-	0.40	1.00		1105
G1 copertura	261.78	-	-	-	1.00		955
G2 copertura	261.78	-	-	-	1.00		798
setto perimetrale lato 1 interrato	229.75	-	-	1.00	1.00		5744
setto perimetrale lato 1 fuori terra	132.28	-	-	0.80	1.00		2646
setto perimetrale lato 2 interrato	307.76	-	-	1.00	1.00	9.82	7449
setto perimetrale lato 2 fuori terra	101.17	-	-	0.80	1.00		2023
setto perimetrale lato 3 interrato	255.87	-	-	1.00	1.00		6397
setto perimetrale lato 3 fuori terra	132.28	-	-	0.80	1.00	16.80	2310
setto perimetrale lato 4 interrato	313.75	-	-	1.00	1.00	12.57	7530
setto perimetrale lato 4 fuori terra	101.17	-	-	0.80	1.00		2023
setto interno piano x-z, y=1.90m	-	3.65	21.75	0.50	4.00		3969
setto interno piano y-z, x=3.65m	-	1.90	21.75	0.50	2.00		1033
setto interno piano y-z, x=3.65m	-	3.75	21.75	0.50	1.00		1020
acqua di invaso							
pozzo	72.00	-	15.00				10800
canale	188.00	-	1.90				3572
						tot.	69190

TERRENO RIMOSSO	L [m]	b [m]	h [m]	peso [kN/m3]	peso [kN]
pozzo	15.15	9.70	16.45	20.00	48348
canale	15.15	19.5	6.3	20	37224
				tot.	85572

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l'incremento di carico dato dall'edificio con il peso del terreno asportato.

8.10 Riepilogo incidenze

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO TURANO 3 - VALLE		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE quota 385.89m s.l.m.	150	140
FONDAZIONE quota 400.83m s.l.m.	150	100
SOLAIO PIANO CAMPAGNA quota 407.10m s.l.m.	40	150
SETTI INTERNI	80	100
SETTI PERIMETRALI INTERRATI	100	180
SETTI FUORI TERRA	80	100

9 MANUFATTO SAN GIOVANNI REATINO (SGR)

Il progetto prevede il dimensionamento strutturale del manufatto presso San Giovanni Reatino, opera necessaria per consentire il passaggio dal funzionamento idraulico a superficie libera nella galleria idraulica, a quello in pressione, che sarà garantito da una condotta DN3400 in acciaio che viaggerà parallelamente alla corsia carrabile all'interno della galleria Monte Vecchio di diametro DN7500. Il manufatto è composto da un unico volume per lo più interrato, in particolare risulta interrato da quota circa 386.25m s.l.m. sino al piano di campagna a quota 406.40m s.l.m. La struttura ha forma irregolare, in pianta ed in elevazione, in particolare la fondazione a quota +386.25 ha dimensioni esterne paria 45.50m×41.80m e si estende tutt'altezza fino al piano campagna. Nella parte fuori terra sono previsti due fabbricati di dimensioni rispettivamente di 20m×12.8m×7.25m e 9.4m×10.2m×7.25m per l'accesso alla parte interrata del manufatto. La parte interrata verrà realizzata (come descritto più approfonditamente nella relazione geotecnica) mediante l'intallazione preliminare di paratie di pali.

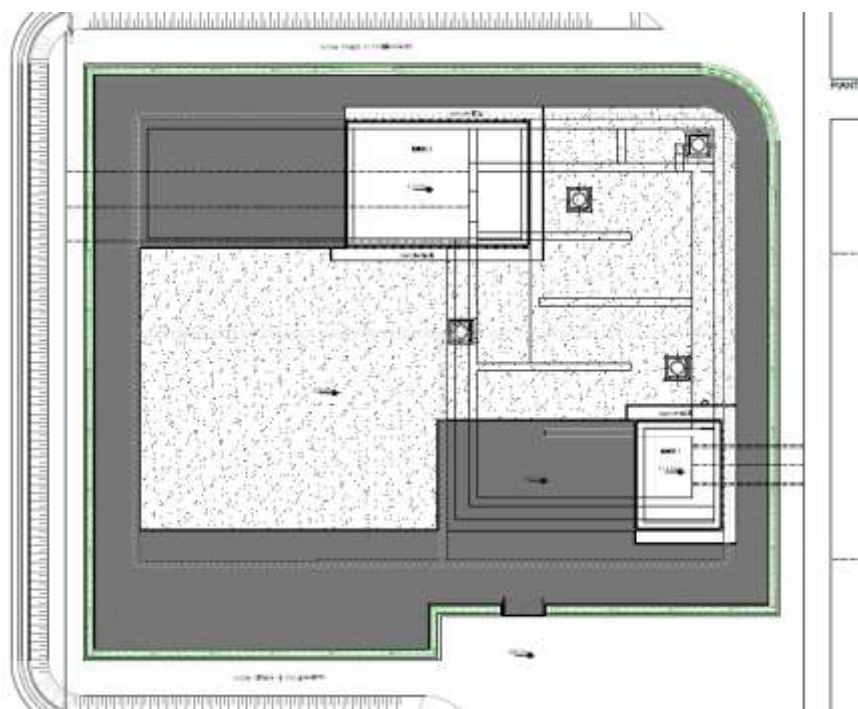


Figura 9.1 – Planimetria piazzale quota +406.40m s.l.m

Le platee hanno spessore pari a 1.50m, le pareti perimetrali ed i setti interni hanno spessori che variano da 0,8m a 1,2m, mentre fuori terra le travi hanno sezione 0,6mx0,8m e pilastri 0,6mx 0,6m. La copertura si trova a quota +414.65m slm ed è costituita da elementi prefabbricati alveolari.

Nel manufatto si accede dall'alto ed all'interno della frazione fuori terra, è previsto un carroponete per la movimentazione degli organi di manovra. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 16m mentre la quota di falda misurata circa a piano campagna.

9.1 Inquadramento Geologico Tecnico

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, unitamente ai rilievi geomeccanici e geostrutturali di campo, alle prove di laboratorio ed ai dati geologici pregressi e disponibili circa l'assetto litostratigrafico delle aree di indagine, hanno consentito la definizione dei parametri geotecnici delle unità litotecniche incontrate, ciascuna delle quali è costituita da terreni con un simile comportamento geotecnico, geomeccanico e sismico.

Ciascuna unità litotecnica è stata definita analizzando in maniera congiunta inoltre i risultati delle prove geofisiche effettuate, definendo differenti range di valori di velocità delle onde S (derivate da prospezioni MASW e Down-Hole), ciascuna associata ad un'unità litotecnica.

Infine, per tutta la lunghezza del tracciato di progetto è stato definito il modello geologico-tecnico e sismo-stratigrafico di riferimento, attribuendo ad ogni unità litotecnica i parametri medi. Nel caso in cui alle profondità di interesse fossero disponibili risultati ottenuti da prove di laboratorio geotecnico o in situ e dalle prospezioni sismiche (MASW, HVSR e Down-Hole), si sono utilizzati tali valori puntuali per la parametrizzazione geotecnica e sismo-stratigrafica dell'unità litotecnica.

Di seguito la parametrizzazione fisico-meccanica e sismica caratteristica delle unità litotecniche riconosciute:

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_n (kN/m ³)	σ'_c (MPa)	f_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	21	1348
FUC	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose calcaree	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alterazioni, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

K₁₁ Litologia: MAI GSI: 55 RMR: 56 (II) Jv: 12	K₁₆ Litologia: SAA GSI: 50 RMR: 51 (III) Jv: 15	K₁₉ Litologia: VAS GSI: 40 RMR: 53 (III) Jv: 7.2	K₂₇ Litologia: MAI GSI: 60 RMR: 60 (II) Jv: 8.8	K₁₃ Litologia: FUC GSI: 30 RMR: 48 (III) Jv: 18	K₁₇ Litologia: MAI GSI: 35 RMR: 43 (III) Jv: 18.4	K₂₆ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 41 (III) Jv: 22.9	K₂₈ Litologia: MAI GSI: 25 RMR: 41 (III) Jv: 24	K₁₅ Litologia: SBI GSI: 45 RMR: 51 (III) Jv: 14.9	K₁₈ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 56 (III) Jv: 12.6	K₂₅ Litologia: SBI GSI: 60 RMR: 56 (III) Jv: 10.8
--	---	--	---	---	---	---	---	---	---	---

DEPOSITI E COPERTURE QUATERNARE		Valori medi da prove SPT				Valori medi da prove penetrometriche			Modulo E _v statico da geostatica		Range valori da prove di laboratorio						
Unità litotecnica	Descrizione	n° prove	C _u (MPa)	ϕ' (°)	E _v (MPa)	n° prove	L _v (MPa)	ϕ'_{max} (°)	E _v (MPa)	n° prove	γ_n (kN/m ³)	prova di taglio diretto c' (MPa)	ϕ' (°)	prova compressiva c _{max} (MPa)	c _{min} (MPa)	c _{25%} (MPa)	c _{50%} (MPa)
MI (Piana San Vittorino)	Terreno con un sottile strato di ghiaie sabbiose	9	53	-	4	-	-	-	-	8	18-20	0-40	12-18	3.6	4.8	7.5	-
ALL (Viale del Babuino)	Sabbie e ghiaie medio-fine con ghiaie sferoidiche (fines prevalent)	32	-	31	11	-	-	-	-	7	18-21	7-11	27-38	4.3	6.1	10.4	-
ALL (Viale del Babuino)	Ghiaie in matrice sabbiosa argillosa	12	-	31	13	-	-	-	-	12	17-21	7-9	29-36	4.4	4.7	6.5	-
ALL (Viale del Torosio)	Sabbie-fine fluide con ciottoli arenacei	6	-	33	10	-	-	-	-	8	18-21	10-12	26-28	5.5	4.1	7.0	-
ALL (Fosso di Ariana)	Altissima ghiaie in matrice sabbiosa con fessure sabbiose-fine	17	-	31	12	-	-	-	-	3	17-19	0-30	24-30	3.1	4.7	4.6	-
FLG	Argille limose con interstratificazioni sabbiose-fine	33	-	39	25	-	-	-	-	4	17-19	35-45	38-39	4.0	6.7	7.3	150-300
IGR	Conglomerati calcareo-arenacei da ciottolati a sabbia coarsolati	/	/	/	/	8	308	42	387	7	18-19	-	-	-	-	-	-
IMP	Conglomerati calcareo-arenacei con ciottolati, sabbie e calcaree	/	/	/	/	1	133	41	392	1	20	-	-	-	-	-	-
IGC	Conglomerati di medio-cottolati a sabbiosità coarsolati	13	-	38	23	7	362	41	427	8	17.5-20	-	-	-	-	-	-

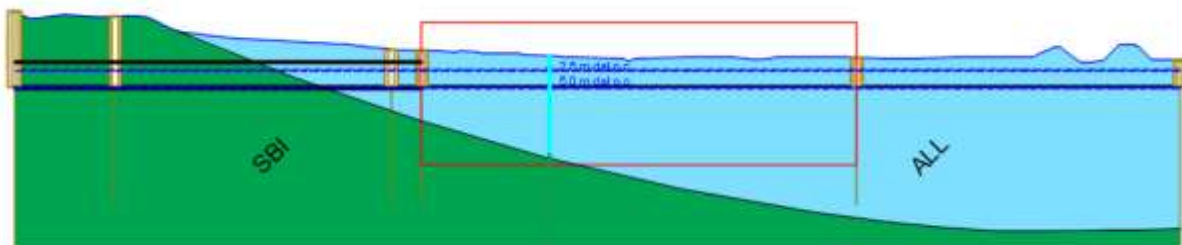


Figura 9.4 – Sezione stratigrafica longitudinale

ALLUVIONI FOSSO ARIANA

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$c' = 28.5 \text{ kPa}$

$\phi' = 27^\circ$

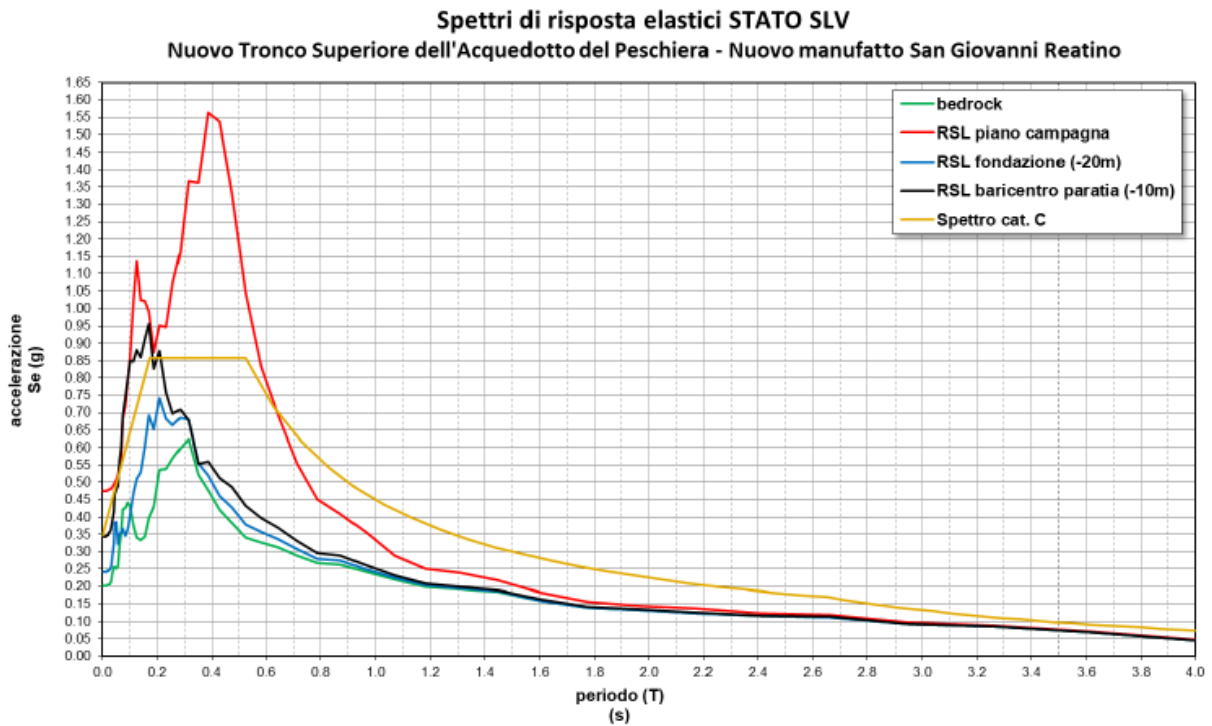
Posizione della falda: P.C.

9.2 Inquadramento Sismico

Per il manufatto sono stati considerati i seguenti parametri sismici:

- Vita Nominale: 100 anni
- Classe d'uso: IV
- Zona Sismica Coordinate WGS84:
 - Long: 12°51'13.9"
 - Lat: 42°20'42.12"
- Quota Zero sismico: 406.40m slm (Piano Campagna)
- Spettri elastici

Per gli spettri elastici si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geologica, in particolare agli studi specifici di risposta sismica locale, ed inseriti i valori dello spettro SLV nel modello di calcolo



9.3 Schema di calcolo

La struttura è stata verificata mediante modellazione ad elementi finiti, con modello composto da elementi shell, piastra e pareti, travi e pilastri.

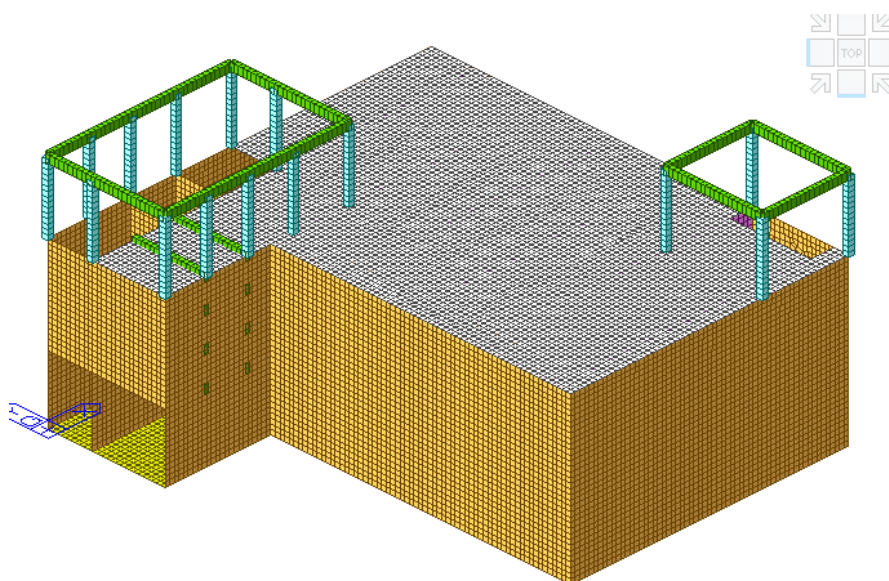


Figura 9.5 – Fig. Modello F.E.M. della struttura

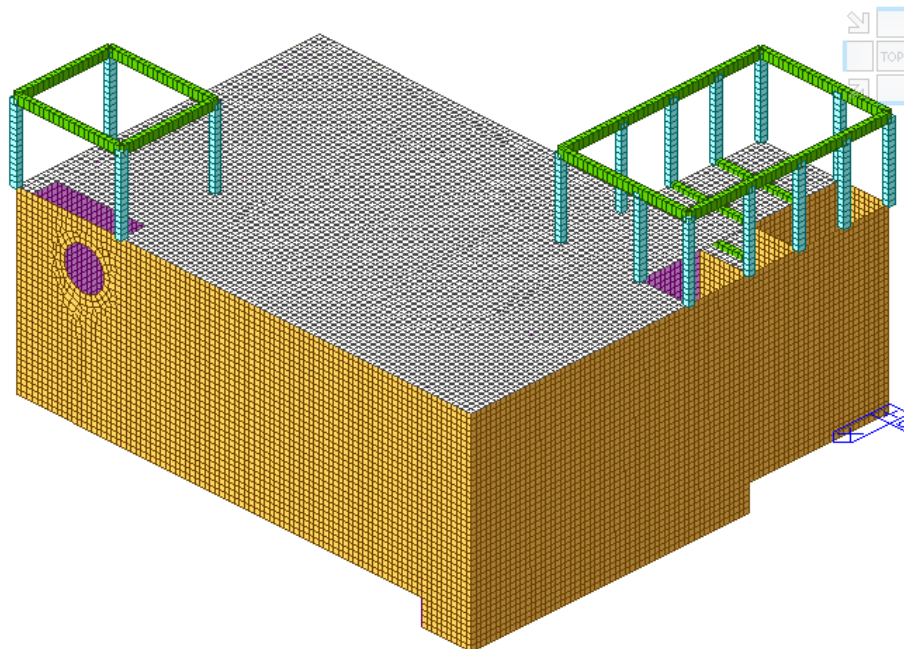


Figura 9.6 – Modello F.E.M. della struttura lato scarico

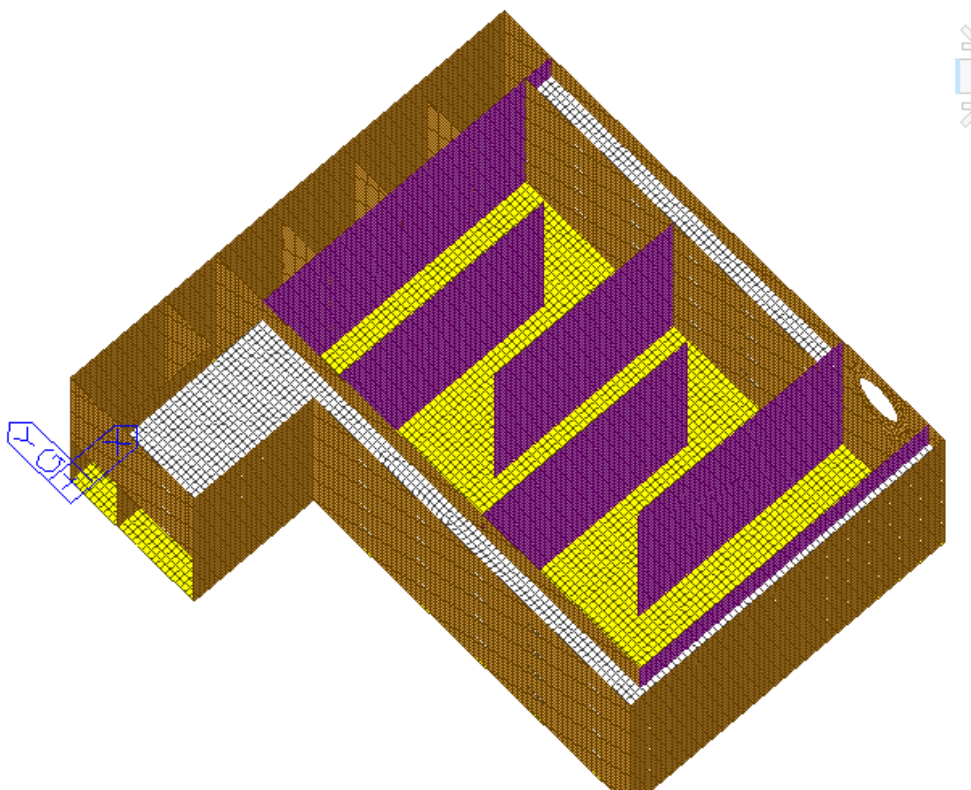


Figura 9.7 – Sezione quotata Modello F.E.M.

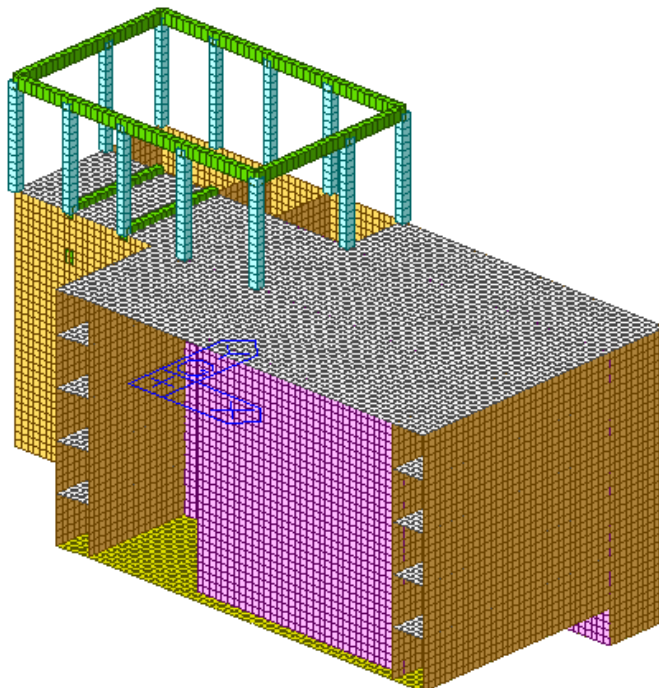


Figura 9.8 – Modello F.E.M. sezione trasversale

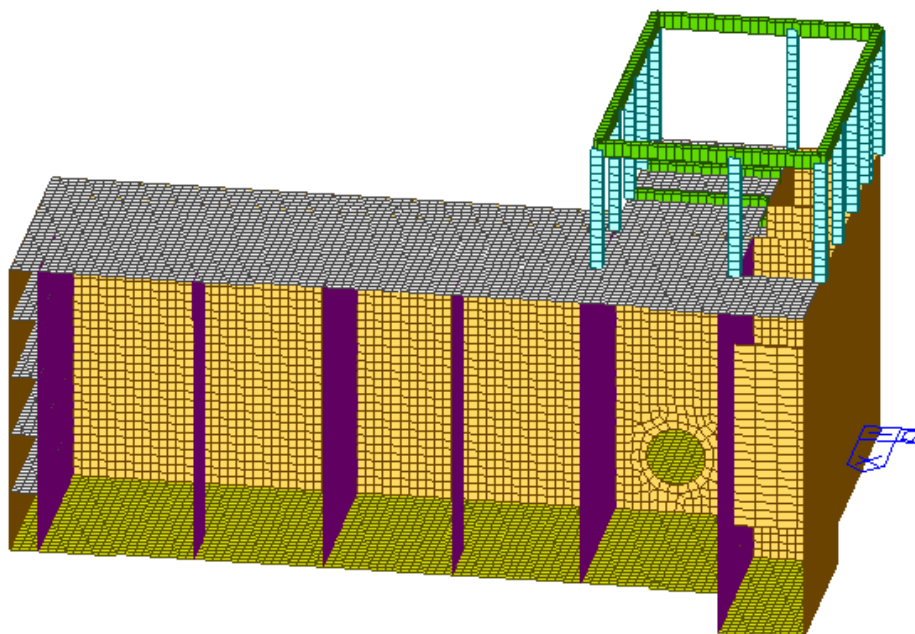


Figura 9.9 – Modello F.E.M. sezione longitudinale

9.4 Analisi dei carichi

9.4.1 Analisi delle azioni verticali

Peso proprio:

Il peso proprio degli elementi principali della struttura, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria dei vari elementi strutturali con i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

Azioni solaio di piano di Copertura

Solaio tipo Spiroll

Peso Proprio

- Peso proprio elementi in c.a.p. = **3,63** kN/m²

Peso Permanente Portato

- Soletta di completamento, $0,05 \times 25 \text{ kN/m}^3$ = 1.25 kN/m²

- Massetto per le pendenze (s=10cm) = 1.40 kN/m²

- Massetto igloo h=14 +consumo cls raso = 1.70 kN/m²

- Guaina = 0,40 kN/m²

Sommano portati = **4.75** kN/m²

- Carico *accidentale coperture* = 0.50 kN/m².

- Carico *accidentale Neve* = 1,28 kN/m².

Azioni di piano

Per il piano a quota piano campagna è stata considerata un'area possibilmente sottoposta a carichi dovuti a mezzi di manutenzione

- Carico *accidentale mezzi manutenzione* = 20.00 kN/m².

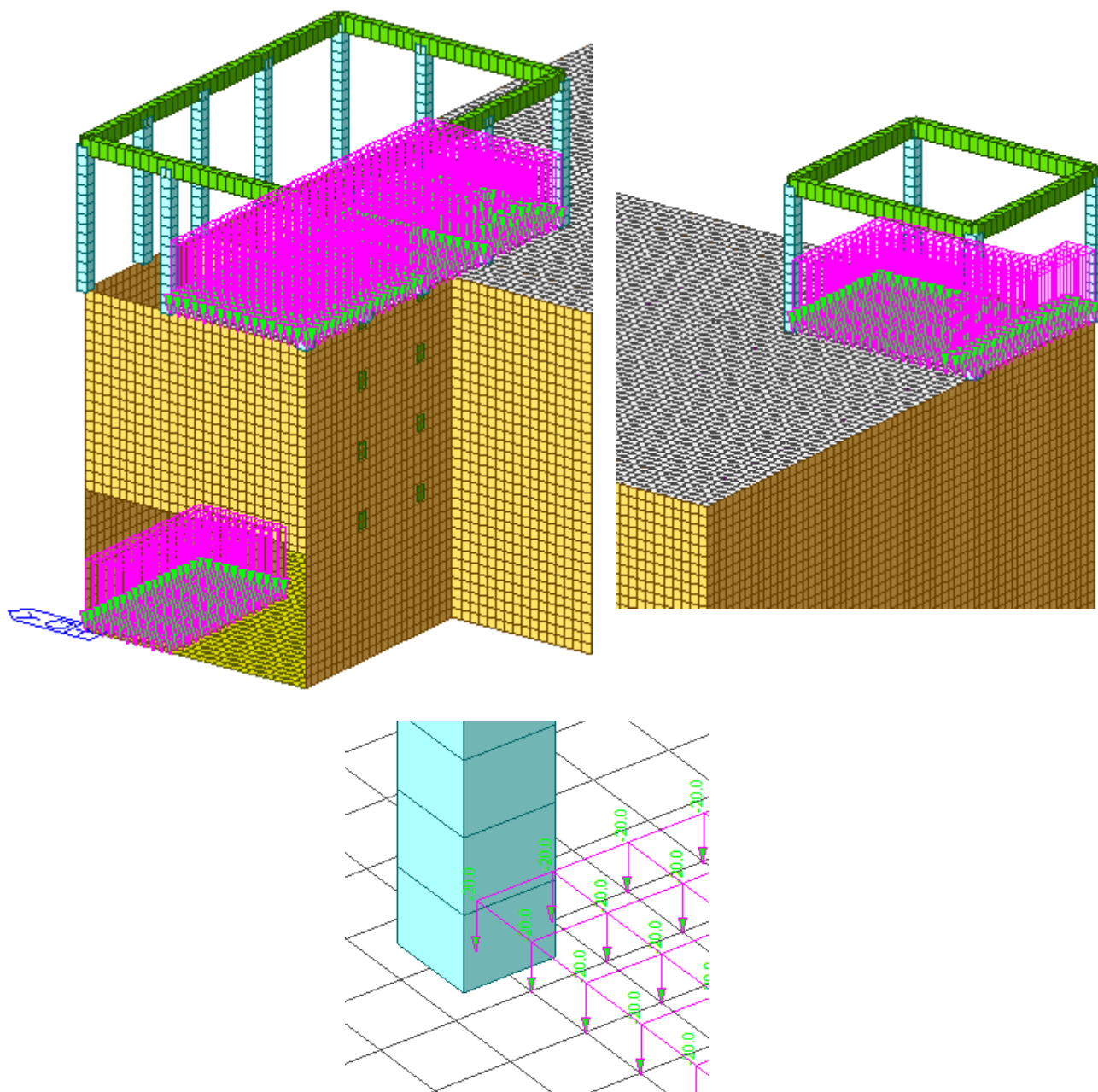
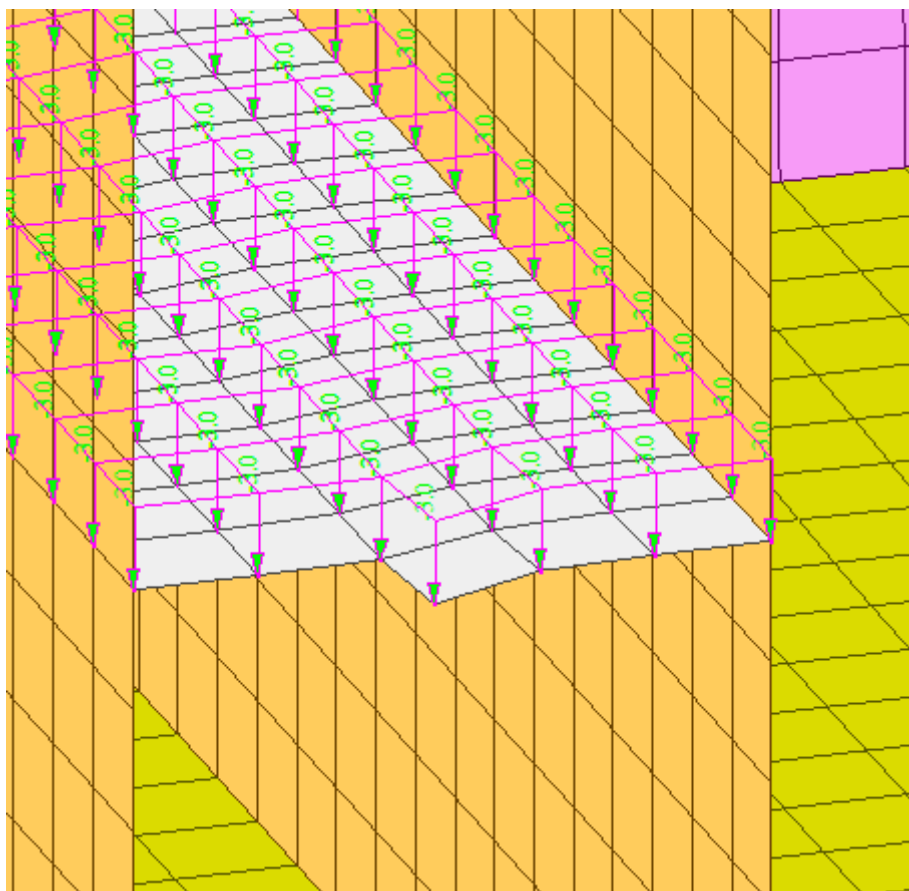


Figura 9.10a – Area di carico mezzo di manutenzione

- Carico accidentale aree pedonabili interne = 3.00 kN/m².



**Figura 9.10b Area di carico ad uso esclusivo operatori di manutenzione (Cat. E2
Tab. 3.1 II)**

- Carico accidentale solaio di copertura a p.c. = 1.00 kN/m².

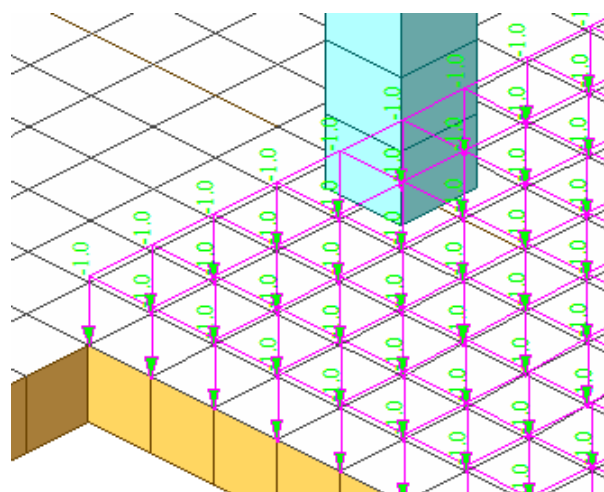
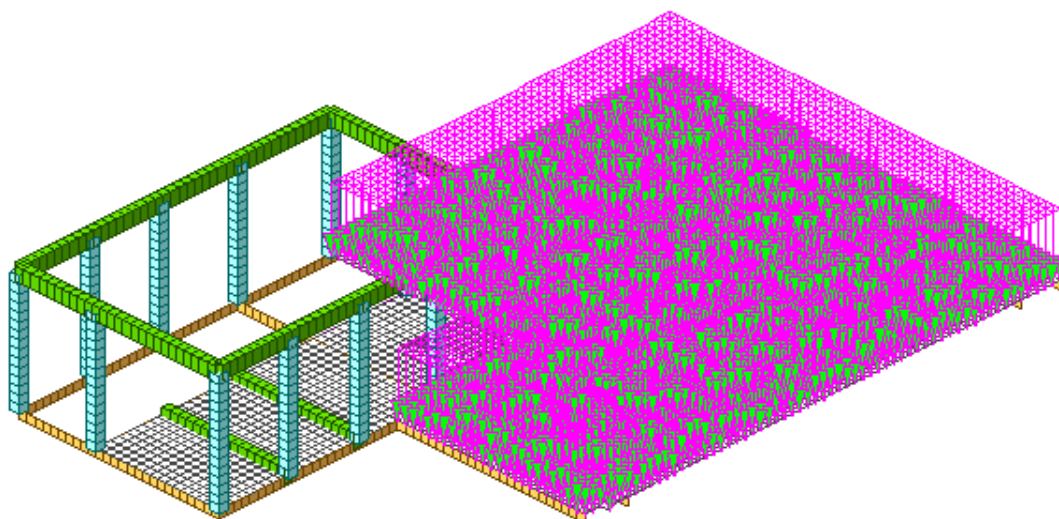


Figura 9.11 – Carico accidentale solaio copertura a p.c.

- Carico permanente riempimento fondo platea (zona condotta in acciaio sp.medio 1.5m) = 37.50 kN/m²

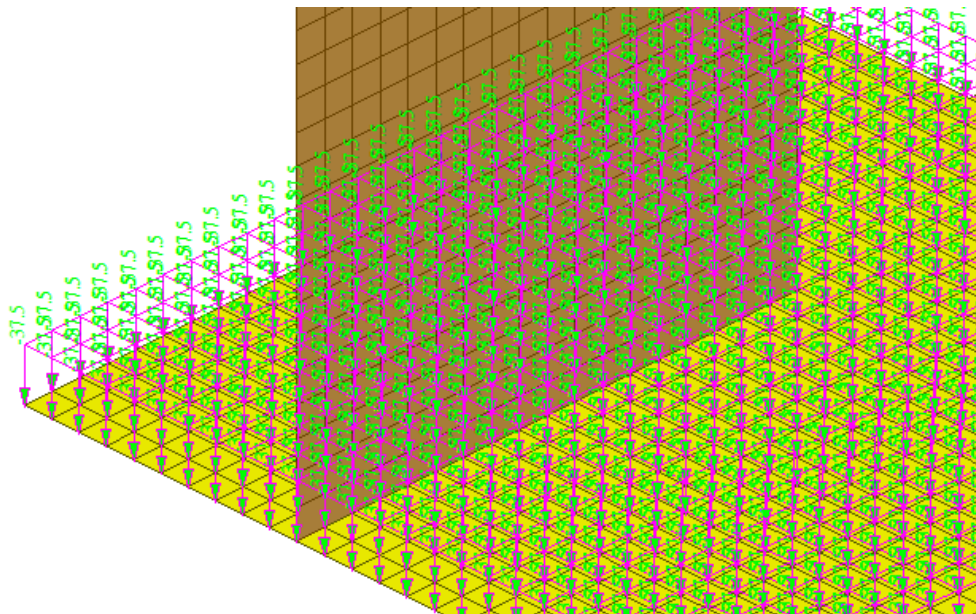


Figura 9.12 – Carico permanente platea (zona condotta in acciaio sp.medio 1.5m)

- Carico permanente condotta acciaio platea (zona condotta in acciaio sp.medio 1.5m) = 32.50 kN/m²

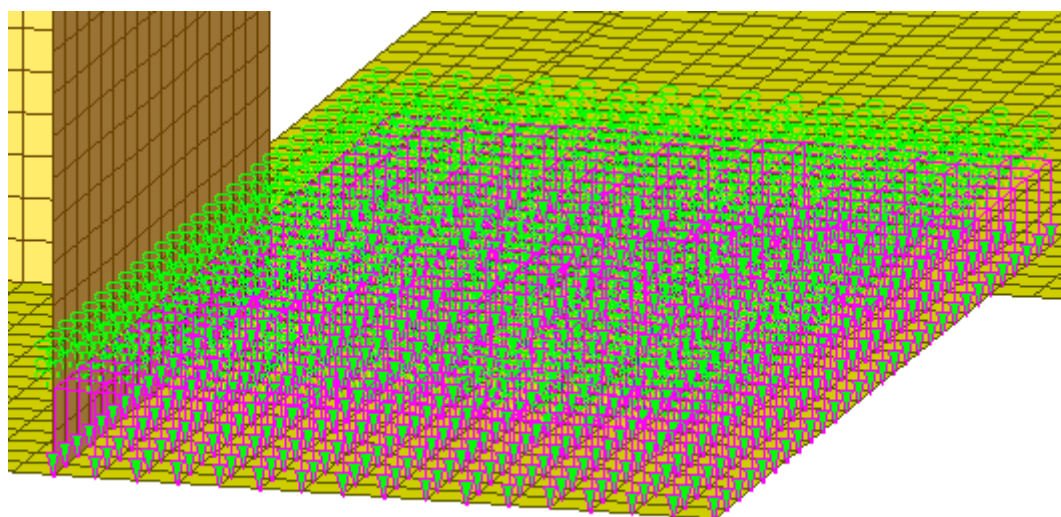


Figura 9.13 – Carico permanente condotta acciaio platea

9.4.2 Azioni sulle pareti Laterali

Spinta statica del terreno

Spinta del terreno a riposo sulle pareti esterne

Sino alla quota della platea si è considerata, a favore di sicurezza, la spinta del terreno interamente agente sul manufatto. Per il calcolo della spinta si sono considerate le seguenti caratteristiche meccaniche.

Dati terreno

- Peso terreno saturo $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito interno $\phi' = 27^\circ$
- coesione efficace $c' = 28.5 \text{ kPa}$
- sovraccarico accidentale sul terreno = 20 kN/m^2 .

Combinazione A1-M1

$$K_{0M1} = 1 - \tan(\phi') = 1 - \tan(27^\circ) = 0,546$$

- $\sigma_h (z = 17 \text{ m}) = [(\gamma_{\text{nat}} \cdot z) - (\gamma_{\text{wat}} \cdot z)] K_0 + (\gamma_{\text{wat}} \cdot z) = [(18 \cdot 17) - (10 \cdot 17)] 0.546 + (10 \cdot 17) = \mathbf{244.256 \text{ kN/m}^2}$
- $\sigma_h (z = 19.5 \text{ m}) = [(\gamma_{\text{nat}} \cdot z) - (\gamma_{\text{wat}} \cdot z)] K_0 + (\gamma_{\text{wat}} \cdot z) = [(18 \cdot 19.5) - (10 \cdot 19.5)] 0.546 + (10 \cdot 19.5) = \mathbf{279.45 \text{ kN/m}^2}$

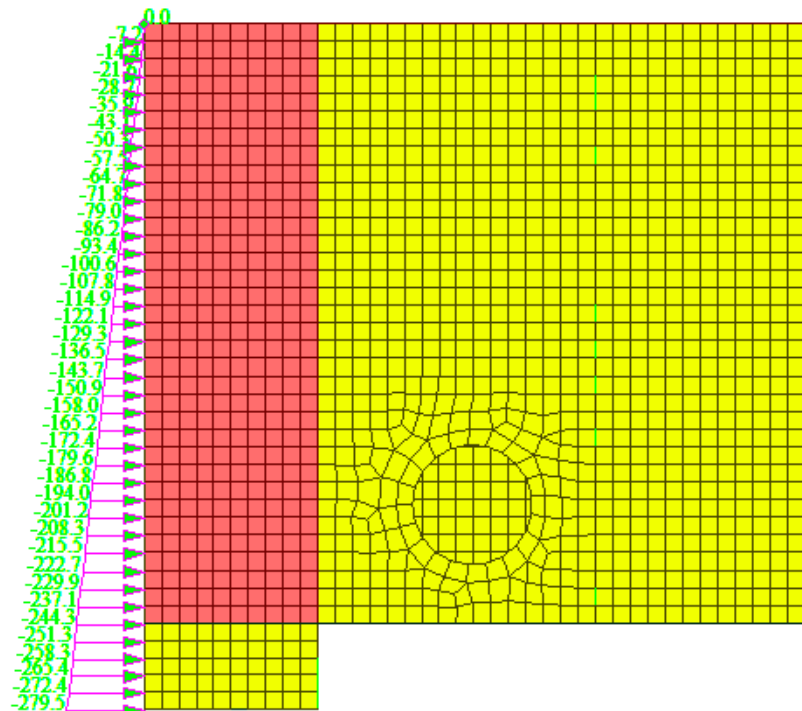


Figura 9.14 – Spinta terreno a riposo sulle pareti

9.4.3 Spinta statica dell'acqua di invaso

All'interno del manufatto, è presente un tirante d'acqua presente nelle condizioni di esercizio, il tirante massimo risulta pari a quello che si determina sullo sfioro presente nel manufatto, il battente sul tirante per lo sfioro della portata di progetto si è stimato in circa 16m

Data la presenza di uno scarico per portate di troppo pieno di chiusura, si è considerata la presenza di tre configurazioni di invaso:

- Condizione di esercizio: Battente idrico presente solo nell'invaso principale (per tale condizione stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche)
- Condizione di scarico 1: Battente idrico presente sia nell'invaso principale che nella camera di scarico.
- Condizione di scarico 2: Battente idrico presente solo nella camera di scarico.

- Carico permanente platea (zona di invaso battente 16m) = 160 kN/m²

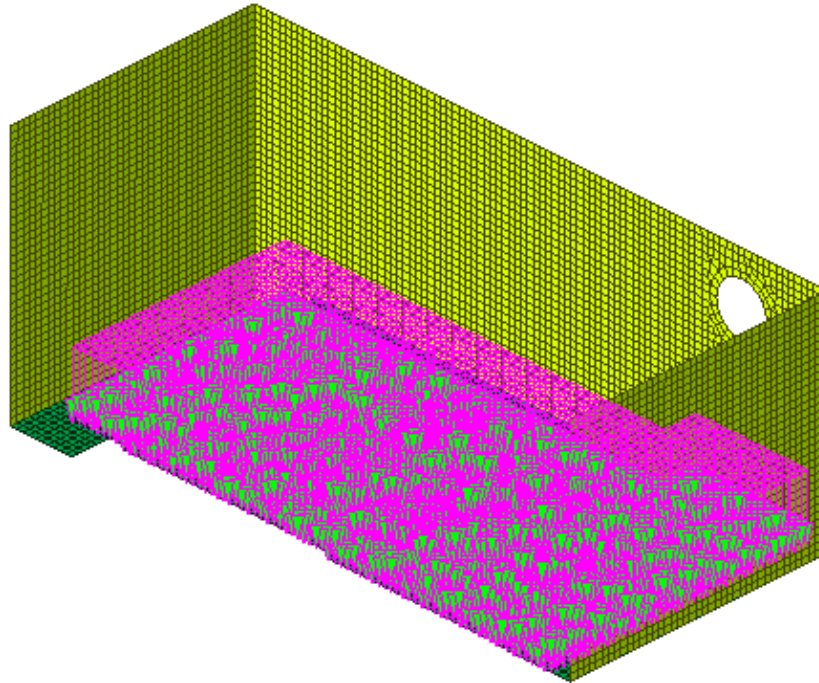


Figura 9.15 – pressione idrostatica dell’invaso interno sulla platea

- Carico pareti bordo vasca (zona di invaso battente 16m) = 160 kN/m²

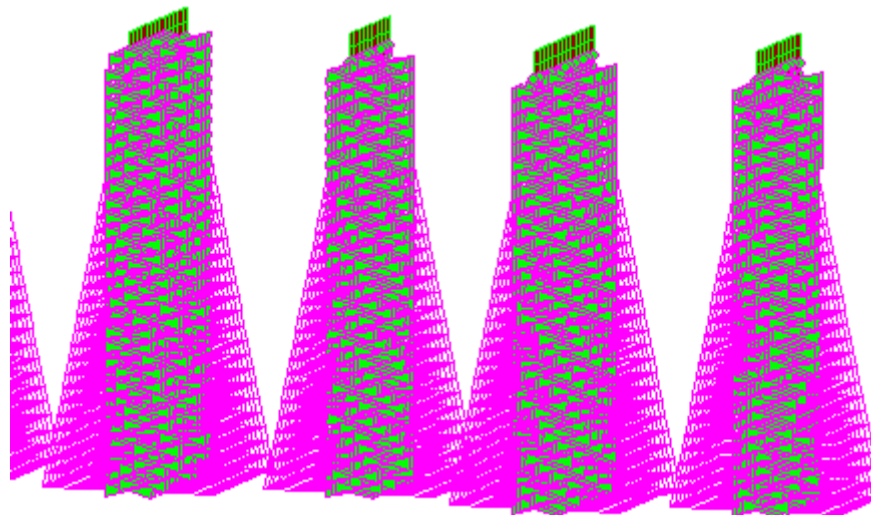


Figura 9.16 – pressione idrostatica pareti bordo vasca

9.4.4 Incremento della spinta idrostatica in fase dinamica

L'incremento dinamico di spinta dell'acqua d'invaso presente all'interno della vasca, determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

$$q(z') = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z'} \quad (\text{Westergard 1933})$$

Data la presenza di falda è stato considerato anche il relativo incremento della spinta in fase dinamica sulle pareti dove non è presente l'invaso così come incremento in fase per quelle dove è presente l'invaso.

Invaso

$$q_{\max}(z' = 16\text{m}) = 7/8 \cdot 0,34 \cdot 10 \cdot [(16 \cdot 16)]^{0.5} = 45.72 \text{ kN/m}^2$$

I valori sopra riportati sono stati assegnati con valore doppio per le pareti che si trovano ad essere bagnate su entrambe i lati

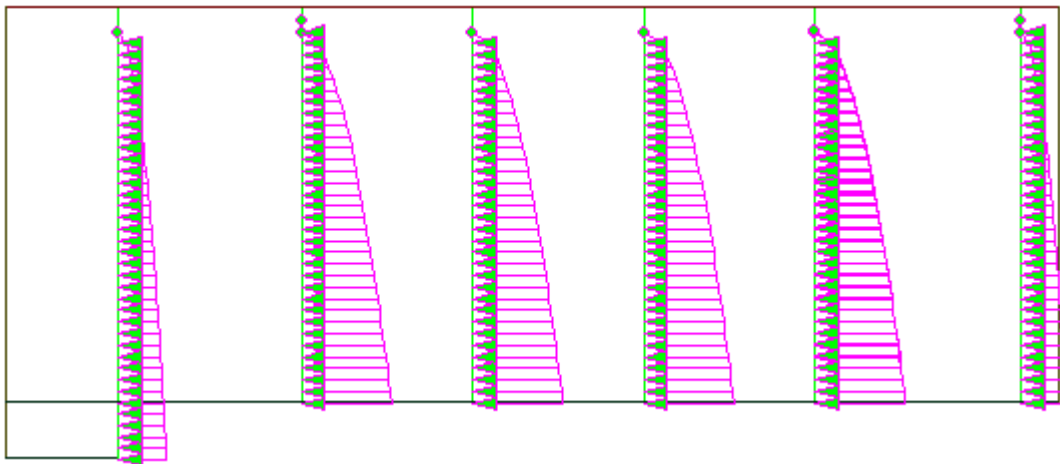


Figura 9.17 – Incremento pressione idrodinamica pareti bordo vasca

Falda

$$q_{\max}(z' = 19.40) = 7/8 \cdot 0,34 \cdot 10 \cdot [(19.4 \cdot 19.4)]^{0.5} = 51.7 \text{ kN/m}^2$$

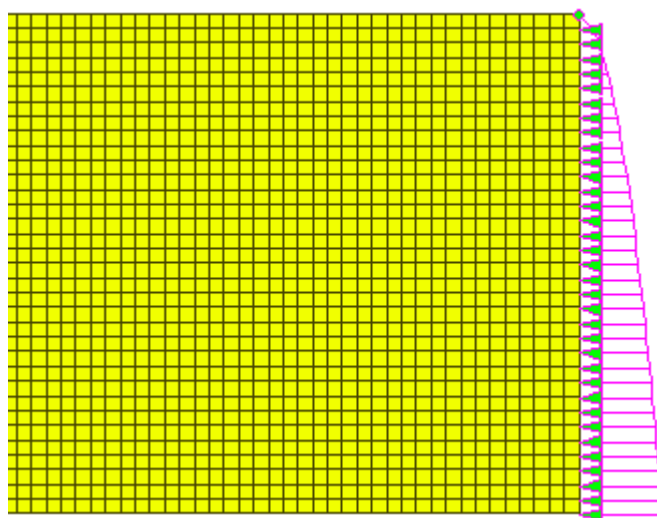


Figura 9.18 – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda

9.5 Spettri di progetto

Lo spettro di progetto è stato implementato sul modello di calcolo utilizzando lo spettro proveniente dalla analisi di Risposta Sismica Locale sul piano di coordinate $S_e(g)$ e T , per gli stati limite di riferimento SLD ed SLV.

9.5.1 Spettro di Risposta SLD

Di seguito si riportano gli spettri elastici di RSL generati per 30 punti e così come implementati per punti sul software di calcolo

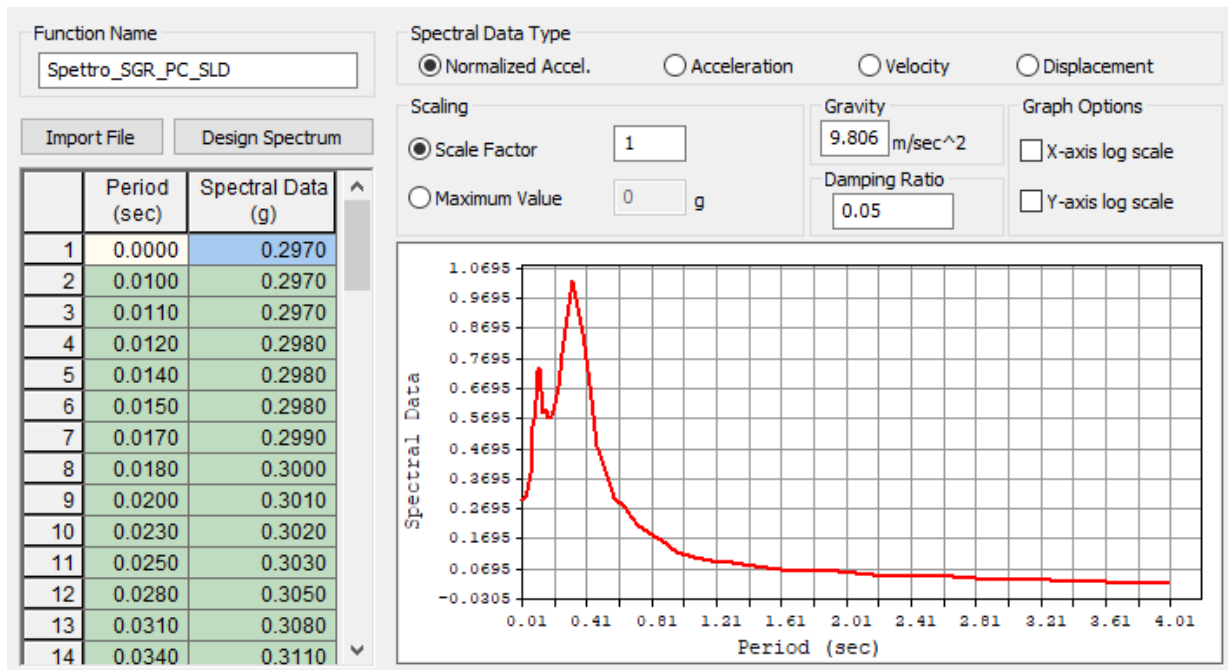


Figura 9.19 – Spettri di risposta RSL allo SLD

9.5.2 Spettro di Risposta SLV

Di seguito si riportano i valori dello spettro elastico SLV in X e in Y per 30 punti, implementato nel modello FEM per la analisi lineare pseudostatica

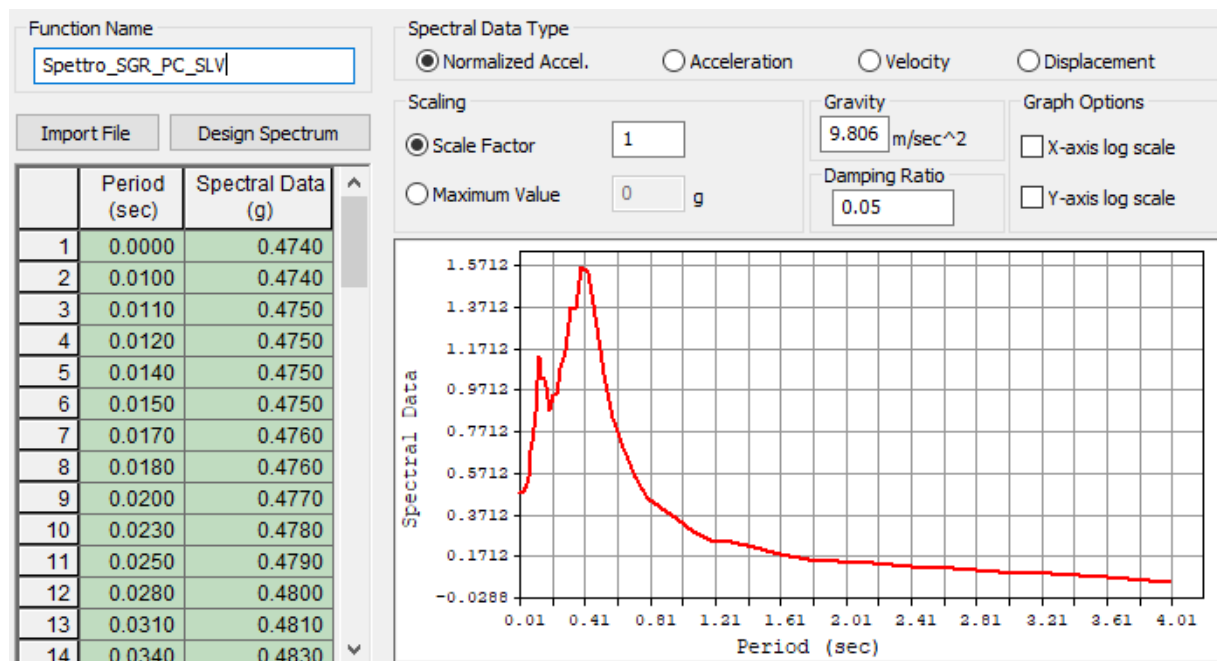


Figura 9.20 – Spettri di risposta RSL allo SLV

La struttura è stata considerata non dissipativa, in accordo con il par.7.3.1 delle NTC2018 lo spettro di progetto allo SLV, derivante dalle analisi di RSL, è stato abbattuto utilizzando un fattore di struttura $q=1.5$

9.6 Analisi strutturale sismica

L'azione sismica è stata valutata prendendo in considerazione le analisi di risposta sismica locale (RSL).

In particolare le analisi utilizzate per il calcolo delle azioni in fase sismica nel modello FEM è di tipo statico lineare e prevedono:

- Per la porzione del manufatto fuori terra l'applicazione dello spettro di risposta al p.c. (individuato come zero sismico), a seconda dello stato limite e derivante dall'analisi RSL.
- Nel verso di applicazione dell'azione sismica per la porzione interrata l'interazione struttura-paratia-terreno è stata tenuta in conto considerando un incremento alla Wood proporzionale all'accelerazione in corrispondenza di $T=0$

nello spettro di risposta derivante da RSL posto al baricentro della paratia. Tali azioni sono state applicate direttamente al modello FEM a seconda del verso imposto da ciascuna combinazione sismica (ad esempio in direzione +X del modello FEM).

- Nella parte opposta rispetto al verso di applicazione dell'azione sismica si è tenuto conto della reazione offerta dal terreno modellando delle molle alla Winkler.
- Analogamente a quanto ipotizzato per l'incremento di spinta dinamica del terreno, le azioni inerziali interne alla struttura sono state tenute in conto avvalendosi dell'accelerazione corrispondente a periodo nullo nello spettro di risposta derivante da RSL in corrispondenza del baricentro della paratia. (ad esempio per l'incremento dinamico della pressione idraulica si è utilizzata la formula di Westergaard con k_h pari ad a_g)

9.6.1 Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Per quanto riguarda l'incremento della spinta del terreno in fase dinamica, il valore della accelerazione da tenere in conto per la applicazione della formula di WOOD risulta pari a:

- **$a_g/g=0.34$** , valore dell'accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha

$$p_E = K_h \cdot \gamma' \cdot H = 0.34 \cdot 8 \cdot 17 = 46.24 \text{ kN/m}^2$$

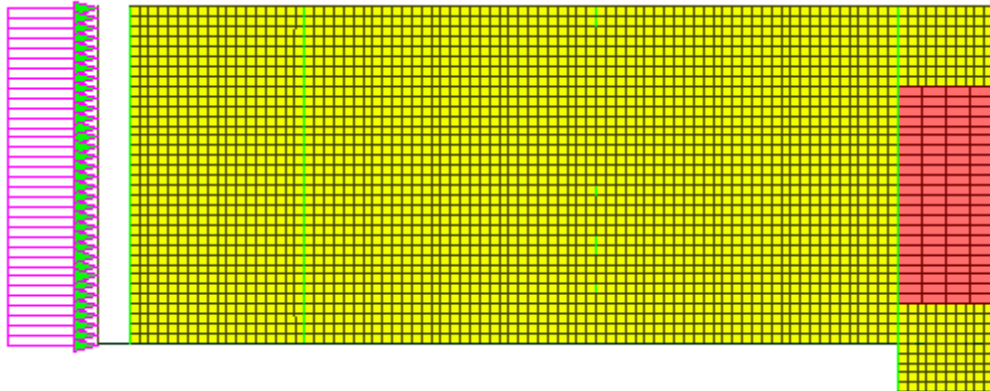


Figura 9.21 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre

9.6.2 Incremento di spinta del terreno per presenza di sovraccarico $q=20\text{kN/m}^2$:

$$\sigma_{h,q} = K_0 \cdot q = 0.546 \cdot 20 = \mathbf{10.92 \text{ kN/m}^2}$$

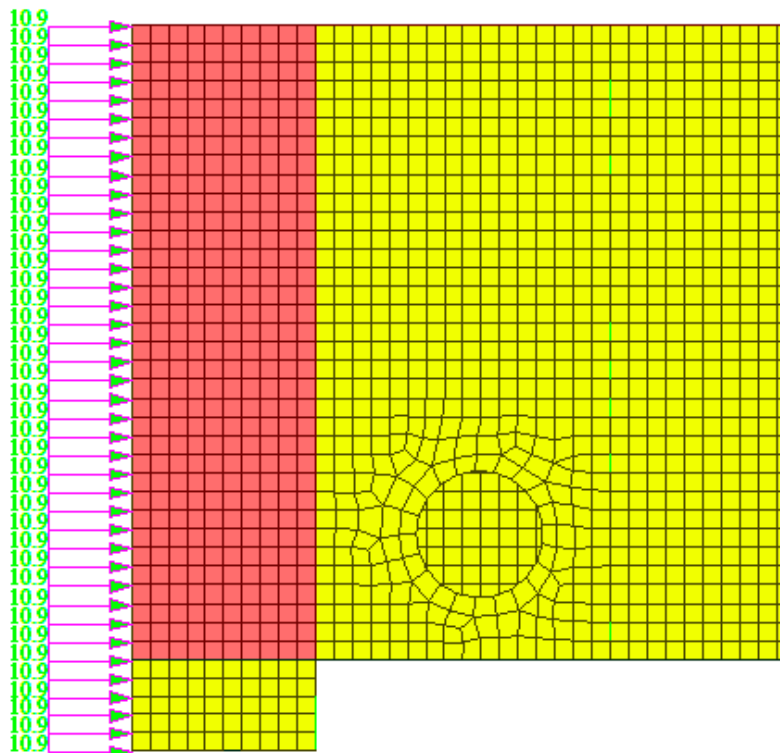


Figura 9.22 – Incremento statico spinta del terreno per effetto del sovraccarico

9.7 Valutazione della costante di sottofondo

Per l'analisi della costante di sottofondo si riporta di seguito il valore adottato avendo eseguito una preliminare valutazione con diverse formulazioni: Vesic (1961), Bowles, per quest'ultimo si considerino le formule:

$$K_s = A_s + B_s Z^n$$

$$A_s = C(c' N_c s_c \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma)$$

$$B_s = C(\gamma N_q s_q)$$

In cui:

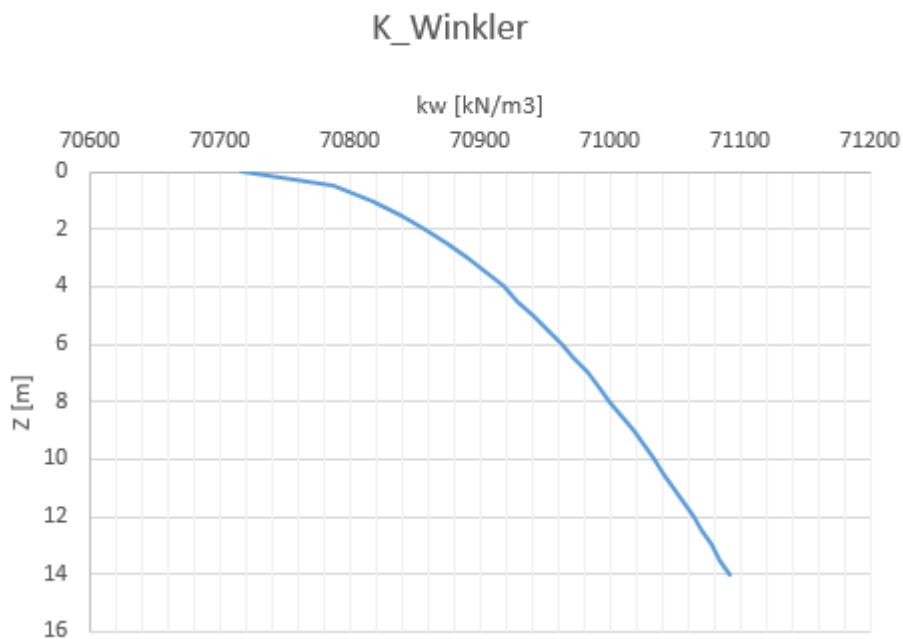
$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} e^{[\pi \tan(\varphi')]}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi')}$$

$$N_c = 1.5(N_q - 1) \tan(\varphi')$$

PARAMETRI GEOTECNICI	
φ' [°]	27
c' [kPa]	28.5
γ [kN/m ³]	19
C	40
n	0.5
N_c	23.94
N_q	13.20
N_γ	9.32
s_c	1
s_q	1
s_γ	1

Di seguito si riporta l'andamento con la profondità della costante di sottofondo k_s :



Nel modello di calcolo è stato scelto di adottare un valore di k_s medio lungo tutta l'altezza del manufatto pari a 70965 kN/m^3 .

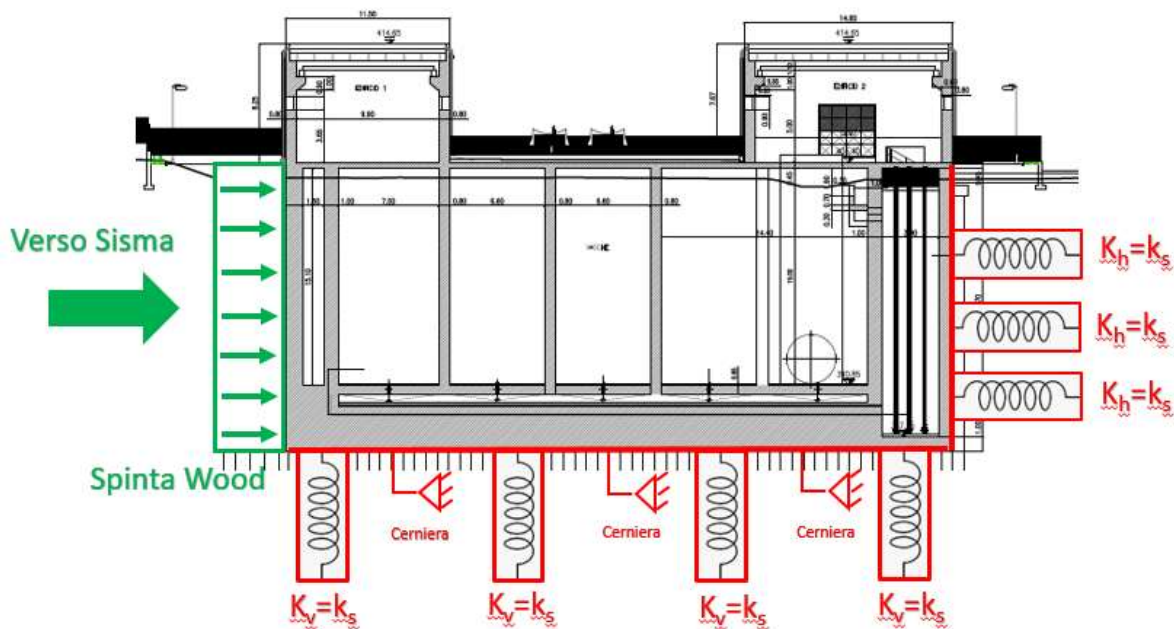


Figura 9.23 – Modalità applicazione vincoli e molle alla winkler

9.8 Combinazioni di carico

La struttura è stata modellata conducendo separatamente combinazioni di carico con sisma disaccoppiati nelle sue direzioni principali e relativi contributi percentuali (30%) nelle direzioni ad esse ortogonali. In particolare, di seguito si riportano le combinazioni che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidzze interne e di carichi esterni.

9.8.1 Combinazioni di carico SLU/SLV. Direzione + X + Y

```

-----
DESIGN TYPE : Concrete Design
-----

LIST OF LOAD COMBINATIONS
=====
NUM  NAME          ACTIVE          TYPE
      LOADCASE (FACTOR) +
=====
1    gLCB1          Strength/Stress  Add
      PP( 1.300) +
+    Invaso_sfioro( 1.300) +
+    SovrAcc_man( 1.050) +
      P_pns( 1.300) +
      ST_st( 1.300) +
      IST_mezzi( 1.050) +
      Invaso( 1.300)
      SovrAcc_mezzi( 1.500)
      P_pns_dn3400( 1.300)
-----
2    gLCB2          Strength/Stress  Add
      PP( 1.300) +
+    Invaso_sfioro( 1.300) +
+    SovrAcc_man( 1.500) +
      P_pns( 1.300) +
      ST_st( 1.300) +
      IST_mezzi( 1.050) +
      Invaso( 1.300)
      SovrAcc_mezzi( 1.050)
      P_pns_dn3400( 1.300)
-----
3    gLCB3          Strength/Stress  Add
      PP( 1.300) +
+    Invaso_sfioro( 1.300) +
+    SovrAcc_man( 1.050) +
      P_pns( 1.300) +
      ST_st( 1.300) +
      IST_mezzi( 1.500) +
      Invaso( 1.300)
      SovrAcc_mezzi( 1.050)
      P_pns_dn3400( 1.300)
-----
4    gLCB4          Strength/Stress  Add
      PP( 1.300) +
+    Invaso_sfioro( 1.300) +
+    SovrAcc_man( 1.050) +
+    P_pns_dn3400( 1.300)
      P_pns( 1.300) +
      ST_st( 1.300) +
      SovrAcc_Neve( 0.750) +
      Invaso( 1.300)
      SovrAcc_mezzi( 1.500)
      IST_mezzi( 1.050)
-----
5    gLCB5          Strength/Stress  Add
      PP( 1.300) +
+    Invaso_sfioro( 1.300) +
+    SovrAcc_man( 1.500) +
+    P_pns_dn3400( 1.300)
      P_pns( 1.300) +
      ST_st( 1.300) +
      SovrAcc_Neve( 0.750) +
      Invaso( 1.300)
      SovrAcc_mezzi( 1.050)
      IST_mezzi( 1.050)
-----
6    gLCB6          Strength/Stress  Add
      PP( 1.300) +
+    Invaso_sfioro( 1.300) +
+    SovrAcc_man( 1.050) +
+    P_pns_dn3400( 1.300)
      P_pns( 1.300) +
      ST_st( 1.300) +
      SovrAcc_Neve( 0.750) +
      Invaso( 1.300)
      SovrAcc_mezzi( 1.050)
      IST_mezzi( 1.500)
=====

```

7	gLCB7	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050)
+		SovrAcc_man(1.050) +		SovrAcc_Neve(1.500) +	IST_mezzi(1.050)
+		P_pns_dn3400(1.300)			

8	gLCB8	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
+		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	

9	gLCB9	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
+		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	

10	gLCB10	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
+		IST_mezzi(1.500) +		P_pns_dn3400(1.300)	

11	gLCB11	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
+		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)

12	gLCB12	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
+		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)

13	gLCB13	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
+		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.500) +	P_pns_dn3400(1.300)

14	gLCB14	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
+		SovrAcc_Neve(1.500) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)

15	gLCB15	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	
16	gLCB16	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	
17	gLCB17	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
		IST_mezzi(1.500) +		P_pns_dn3400(1.300)	
18	gLCB18	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
19	gLCB19	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
20	gLCB20	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.500) +	P_pns_dn3400(1.300)
21	gLCB21	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
		SovrAcc_Neve(1.500) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
22	gLCB22	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		SovrAcc_mezzi(1.500) +		SovrAcc_man(1.050) +	IST_mezzi(1.050)
		P_pns_dn3400(1.300)			

23	gLCB23	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		+ SovrAcc_mezzi(1.050) +		+ SovrAcc_man(1.500) +	+ IST_mezzi(1.050)
		+ P_pns_dn3400(1.300)			
24	gLCB24	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		+ SovrAcc_mezzi(1.050) +		+ SovrAcc_man(1.050) +	+ IST_mezzi(1.500)
		+ P_pns_dn3400(1.300)			
25	gLCB25	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		+ SovrAcc_mezzi(1.500) +		+ SovrAcc_man(1.050) +	+ SovrAcc_Neve(0.750)
		+ IST_mezzi(1.050) +		+ P_pns_dn3400(1.300)	
26	gLCB26	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		+ SovrAcc_mezzi(1.050) +		+ SovrAcc_man(1.500) +	+ SovrAcc_Neve(0.750)
		+ IST_mezzi(1.050) +		+ P_pns_dn3400(1.300) +	+ Sisma_-x_SLV(1.000)
27	gLCB27	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		+ SovrAcc_mezzi(1.050) +		+ SovrAcc_man(1.050) +	+ SovrAcc_Neve(0.750)
		+ IST_mezzi(1.500) +		+ P_pns_dn3400(1.300) +	+ Sisma_-y_SLV(1.000)
28	gLCB28	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		+ SovrAcc_mezzi(1.050) +		+ SovrAcc_man(1.050) +	+ SovrAcc_Neve(1.500)
		+ IST_mezzi(1.050) +		+ P_pns_dn3400(1.300)	
29	SIS_1X_0_3Y	Strength/Stress	Add		
		PP(1.000) +		P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
		+ ST_st(1.000) +		+ IST_sisma_x(1.300) +	+ IST_sisma_y(0.390)
		+ IP_falda_x(1.300) +		+ IP_falda_y(0.390) +	+ IP_inv_x(1.300)
		+ IP_inv_y(0.390) +		+ P_pns_dn3400(1.000) +	+ Sisma_x_SLV(1.000)
		+ Sisma_y_SLV(0.300)			
30	SIS_0_3X_1Y	Strength/Stress	Add		
		PP(1.000) +		P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
		+ ST_st(1.000) +		+ IST_sisma_x(0.390) +	+ IST_sisma_y(1.300)
		+ IP_falda_x(0.390) +		+ IP_falda_y(1.300) +	+ IP_inv_x(0.390)
		+ IP_inv_y(1.300) +		+ P_pns_dn3400(1.000) +	+ Sisma_x_SLV(0.300)
		+ Sisma_y_SLV(1.000)			

37	Inviluppo SLU	Strength/Stress	Envelope	
		gLCB1(1.000) +	gLCB2(1.000) +	gLCB3(1.000)
+		gLCB4(1.000) +	gLCB5(1.000) +	gLCB6(1.000)
+		gLCB7(1.000) +	gLCB8(1.000) +	gLCB9(1.000)
+		gLCB10(1.000) +	gLCB11(1.000) +	gLCB12(1.000)
+		gLCB13(1.000) +	gLCB14(1.000) +	gLCB15(1.000)
+		gLCB16(1.000) +	gLCB17(1.000) +	gLCB18(1.000)
+		gLCB19(1.000) +	gLCB20(1.000) +	gLCB21(1.000)
+		gLCB22(1.000) +	gLCB23(1.000) +	gLCB24(1.000)
+		gLCB25(1.000) +	gLCB26(1.000) +	gLCB27(1.000)
+		gLCB28(1.000)		
38	Inviluppo SLV	Strength/Stress	Envelope	
		SIS_-1X_-0_3Y(1.000) +	SIS_-0_3X_-1Y(1.000)	

9.8.2 Combinazioni di carico SLU/SLV. Direzione - X – Y

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	gLCB1	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.500)
+		SovrAcc_man(1.050) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
2	gLCB2	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050)
+		SovrAcc_man(1.500) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
3	gLCB3	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050)
+		SovrAcc_man(1.050) +		IST_mezzi(1.500) +	P_pns_dn3400(1.300)
4	gLCB4	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.500)
+		SovrAcc_man(1.050) +		SovrAcc_Neve(0.750) +	IST_mezzi(1.050)
+		P_pns_dn3400(1.300)			
5	gLCB5	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050)
+		SovrAcc_man(1.500) +		SovrAcc_Neve(0.750) +	IST_mezzi(1.050)
+		P_pns_dn3400(1.300)			
6	gLCB6	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050)
+		SovrAcc_man(1.050) +		SovrAcc_Neve(0.750) +	IST_mezzi(1.500)
+		P_pns_dn3400(1.300)			

7	gLCB7	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
+		Invaso_sfioro(1.300) +	ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050)
+		SovrAcc_man(1.050) +	SovrAcc_Neve(1.500) +	IST_mezzi(1.050)
+		P_pns_dn3400(1.300)		
8	gLCB8	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
+		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)	
9	gLCB9	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
+		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)	
10	gLCB10	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
+		IST_mezzi(1.500) +	P_pns_dn3400(1.300)	
11	gLCB11	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
+		SovrAcc_Neve(0.750) +	IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
12	gLCB12	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
+		SovrAcc_Neve(0.750) +	IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
13	gLCB13	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
+		SovrAcc_Neve(0.750) +	IST_mezzi(1.500) +	P_pns_dn3400(1.300)
14	gLCB14	Strength/Stress	Add	
		PP(1.300) +	P_pns(1.300) +	Invaso_sfioro(1.300)
+		ST_st(1.300) +	SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
+		SovrAcc_Neve(1.500) +	IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)

15	gLCB15	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	
16	gLCB16	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	
17	gLCB17	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
		IST_mezzi(1.500) +		P_pns_dn3400(1.300)	
18	gLCB18	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.500) +	SovrAcc_man(1.050)
		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
19	gLCB19	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.500)
		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
20	gLCB20	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
		SovrAcc_Neve(0.750) +		IST_mezzi(1.500) +	P_pns_dn3400(1.300)
21	gLCB21	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	Invaso(1.300)
		ST_st(1.300) +		SovrAcc_mezzi(1.050) +	SovrAcc_man(1.050)
		SovrAcc_Neve(1.500) +		IST_mezzi(1.050) +	P_pns_dn3400(1.300)
22	gLCB22	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
		SovrAcc_mezzi(1.500) +		SovrAcc_man(1.050) +	IST_mezzi(1.050)
		P_pns_dn3400(1.300)			

23	gLCB23	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
+		SovrAcc_mezzi(1.050) +		SovrAcc_man(1.500) +	IST_mezzi(1.050)
+		P_pns_dn3400(1.300)			
24	gLCB24	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
+		SovrAcc_mezzi(1.050) +		SovrAcc_man(1.050) +	IST_mezzi(1.500)
+		P_pns_dn3400(1.300)			
25	gLCB25	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
+		SovrAcc_mezzi(1.500) +		SovrAcc_man(1.050) +	SovrAcc_Neve(0.750)
+		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	
26	gLCB26	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
+		SovrAcc_mezzi(1.050) +		SovrAcc_man(1.500) +	SovrAcc_Neve(0.750)
+		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300) +	Sisma_-x_SLV(1.000)
27	gLCB27	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
+		SovrAcc_mezzi(1.050) +		SovrAcc_man(1.050) +	SovrAcc_Neve(0.750)
+		IST_mezzi(1.500) +		P_pns_dn3400(1.300) +	Sisma_-y_SLV(1.000)
28	gLCB28	Strength/Stress	Add		
		PP(1.300) +		P_pns(1.300) +	ST_st(1.300)
+		SovrAcc_mezzi(1.050) +		SovrAcc_man(1.050) +	SovrAcc_Neve(1.500)
+		IST_mezzi(1.050) +		P_pns_dn3400(1.300)	
29	SIS_-1X_-0_3Y	Strength/Stress	Add		
		PP(1.000) +		P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		ST_st(1.000) +		IST_sisma_-x(1.300) +	IST_sisma_-y(0.390)
+		IP_falda_-x(1.300) +		IP_falda_-y(0.390) +	IP_inv_-x(1.300)
+		IP_inv_-y(0.390) +		P_pns_dn3400(1.000) +	Sisma_-x_SLV(1.000)
+		Sisma_-y_SLV(0.300)			
30	SIS_-0_3X_-1Y	Strength/Stress	Add		
		PP(1.000) +		P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		ST_st(1.000) +		IST_sisma_-x(0.390) +	IST_sisma_-y(1.300)
+		IP_falda_-x(0.390) +		IP_falda_-y(1.300) +	IP_inv_-x(0.390)
+		IP_inv_-y(1.300) +		P_pns_dn3400(1.000) +	Sisma_-x_SLV(0.300)
+		Sisma_-y_SLV(1.000)			

37	Inviluppo SLU	Strength/Stress	Envelope	
		gLCB1(1.000) +	gLCB2(1.000) +	gLCB3(1.000)
+		gLCB4(1.000) +	gLCB5(1.000) +	gLCB6(1.000)
+		gLCB7(1.000) +	gLCB8(1.000) +	gLCB9(1.000)
+		gLCB10(1.000) +	gLCB11(1.000) +	gLCB12(1.000)
+		gLCB13(1.000) +	gLCB14(1.000) +	gLCB15(1.000)
+		gLCB16(1.000) +	gLCB17(1.000) +	gLCB18(1.000)
+		gLCB19(1.000) +	gLCB20(1.000) +	gLCB21(1.000)
+		gLCB22(1.000) +	gLCB23(1.000) +	gLCB24(1.000)
+		gLCB25(1.000) +	gLCB26(1.000) +	gLCB27(1.000)
+		gLCB28(1.000)		
38	Inviluppo SLV	Strength/Stress	Envelope	
		SIS_-1X_-0_3Y(1.000) +	SIS_-0_3X_-1Y(1.000)	

9.8.3 Combinazioni di carico SLE.

31	SLE_1_Rara	Serviceability	Add	
		PP(1.000) +	P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		SovrAcc_mezzi(1.000) +	SovrAcc_man(0.700) +	IST_mezzi(1.000)
+		P_pns_dn3400(1.000) +	SovrAcc_Neve(0.500)	
32	SLE_2_Rara	Serviceability	Add	
		PP(1.000) +	P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		SovrAcc_mezzi(0.700) +	SovrAcc_man(1.000) +	IST_mezzi(0.700)
+		P_pns_dn3400(1.000) +	SovrAcc_Neve(0.500)	
33	SLE_3_Freq	Serviceability	Add	
		PP(1.000) +	P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		SovrAcc_mezzi(0.500) +	SovrAcc_man(0.300) +	IST_mezzi(0.500)
+		P_pns_dn3400(1.000) +	SovrAcc_Neve(0.200)	
34	SLE_4_Freq	Serviceability	Add	
		PP(1.000) +	P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		SovrAcc_mezzi(0.300) +	SovrAcc_man(0.500) +	IST_mezzi(0.300)
+		P_pns_dn3400(1.000) +	SovrAcc_Neve(0.200)	
35	SLE_5_Perm	Serviceability	Add	
		PP(1.000) +	P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		SovrAcc_mezzi(0.300) +	SovrAcc_man(0.200) +	IST_mezzi(0.300)
+		P_pns_dn3400(1.000)		
36	SLE_6_Perm	Serviceability	Add	
		PP(1.000) +	P_pns(1.000) +	Invaso(1.000)
+		SovrAcc_mezzi(0.200) +	SovrAcc_man(0.300) +	IST_mezzi(0.200)
+		P_pns_dn3400(1.000)		

9.9 Verifiche

I risultati delle simulazioni numeriche in termini di sollecitazioni negli elementi strutturali sono riportati in allegato alla presente relazione, per le combinazioni di carico relative sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio. Nei capitoli che seguono vengono forniti i risultati derivanti solo per alcune combinazioni di carico, per tutti gli altri risultati si può far riferimento ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

9.9.1 Risultati armature

Di seguito si riportano esempi della disposizione delle armature per le combinazioni di carico +X +Y e -X -Y

SISMA DIREZIONE +X +Y

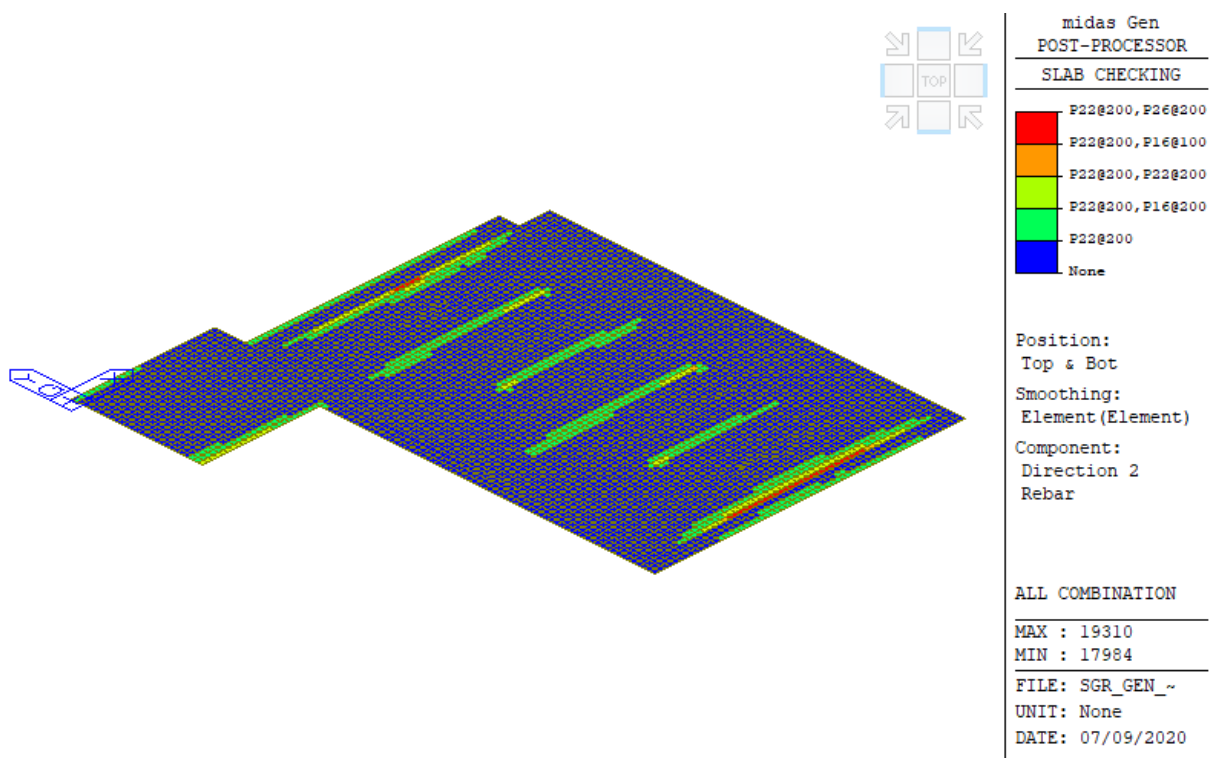


Figura 9.24 –Platea armature dir.2 (asse y)

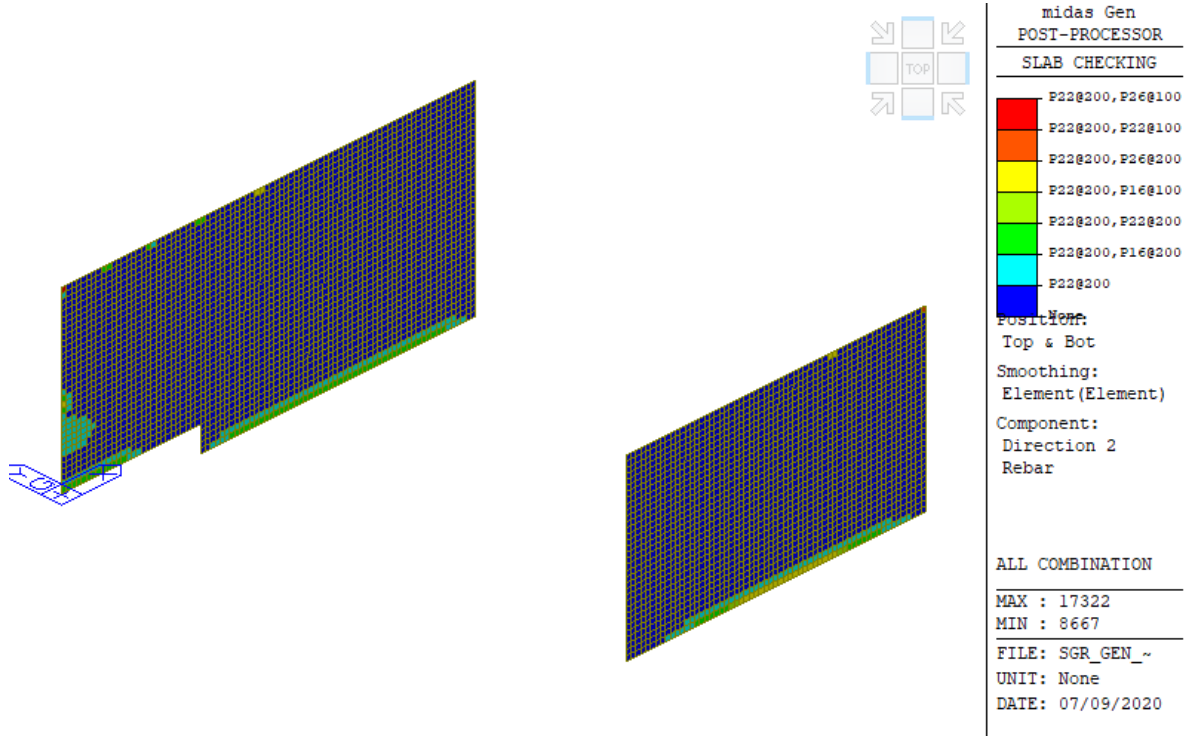


Figura 9.25 –Setti Esterni X armature dir.2 (verticale)

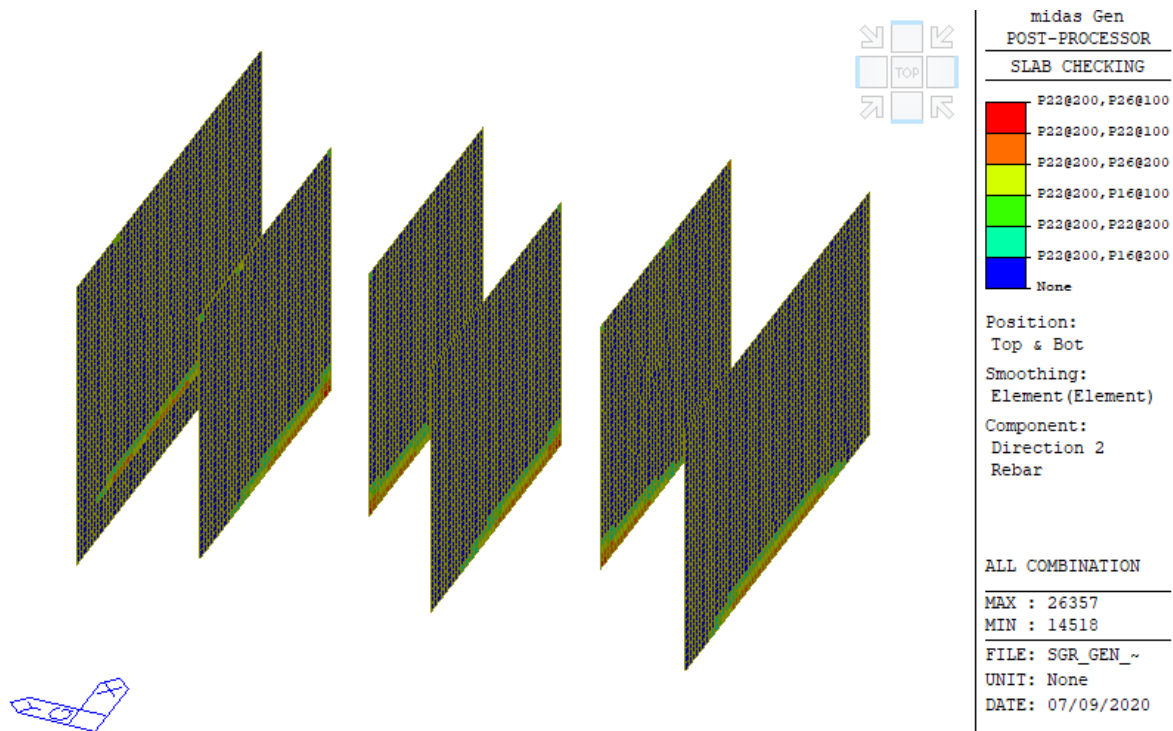


Figura 9.26 –Setti Interni X armature dir.2 (verticale)

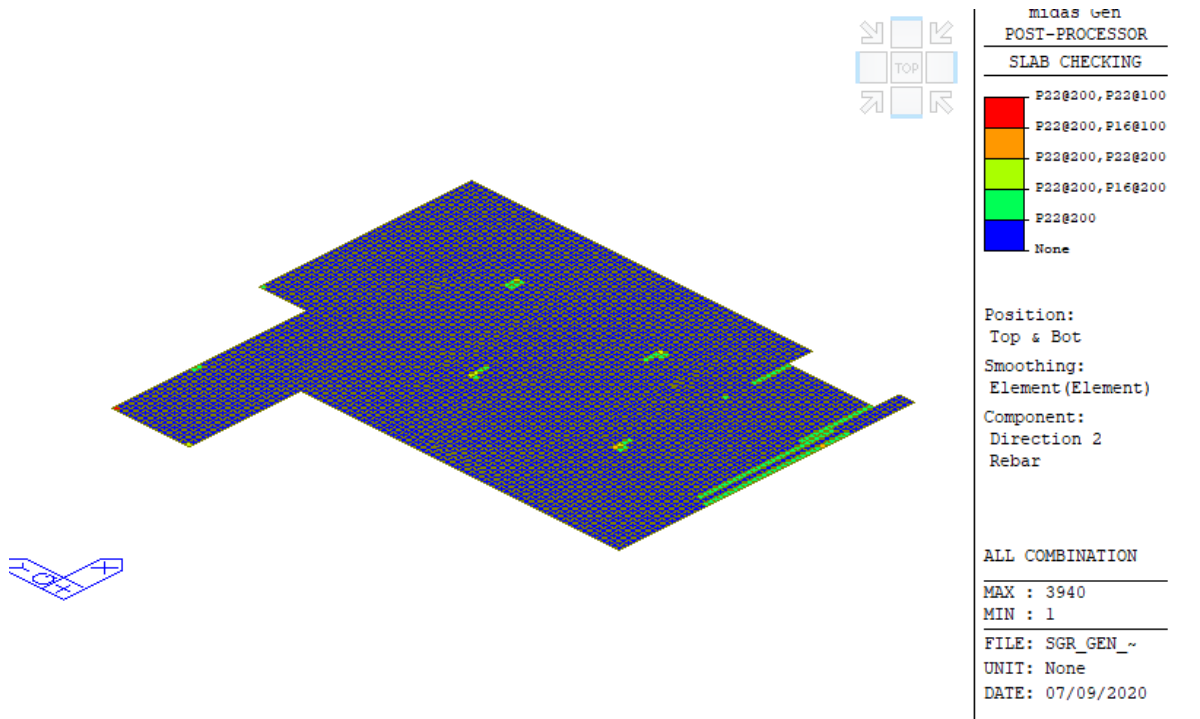


Figura 9.27 –Copertura armature dir.2 (asse y)



Figura 9.28 –Solai intermedi armature dir.2 (asse y)

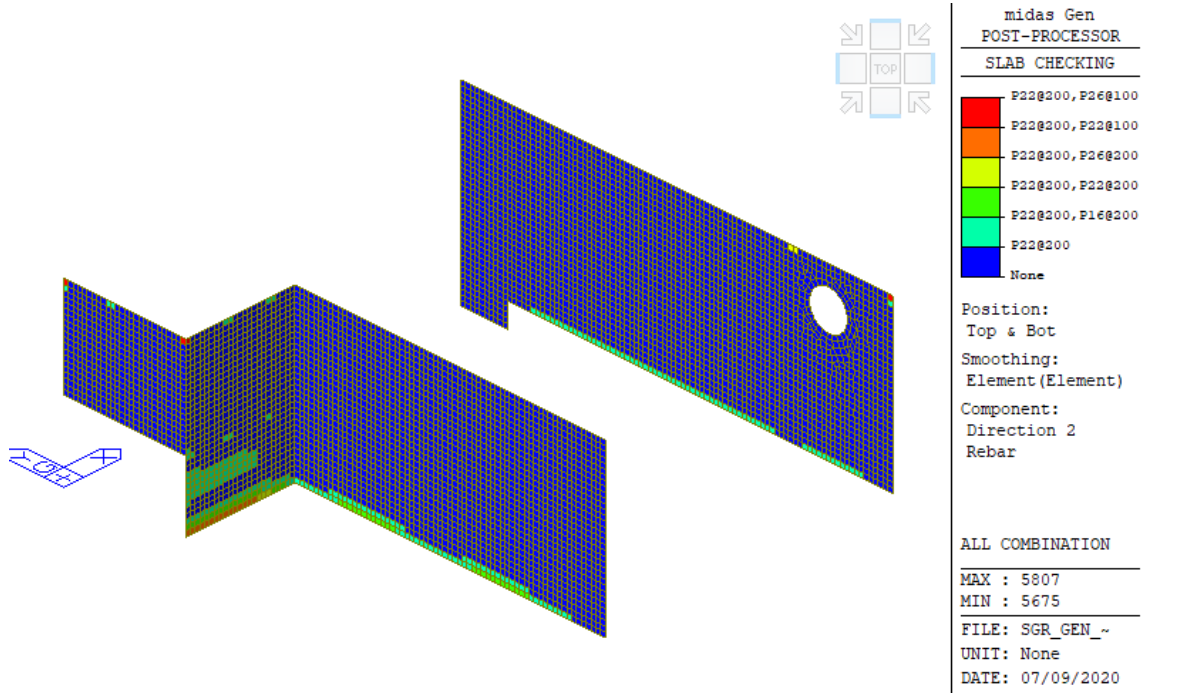


Figura 9.29 –Setti Esterni Y armature dir.2 (verticale)

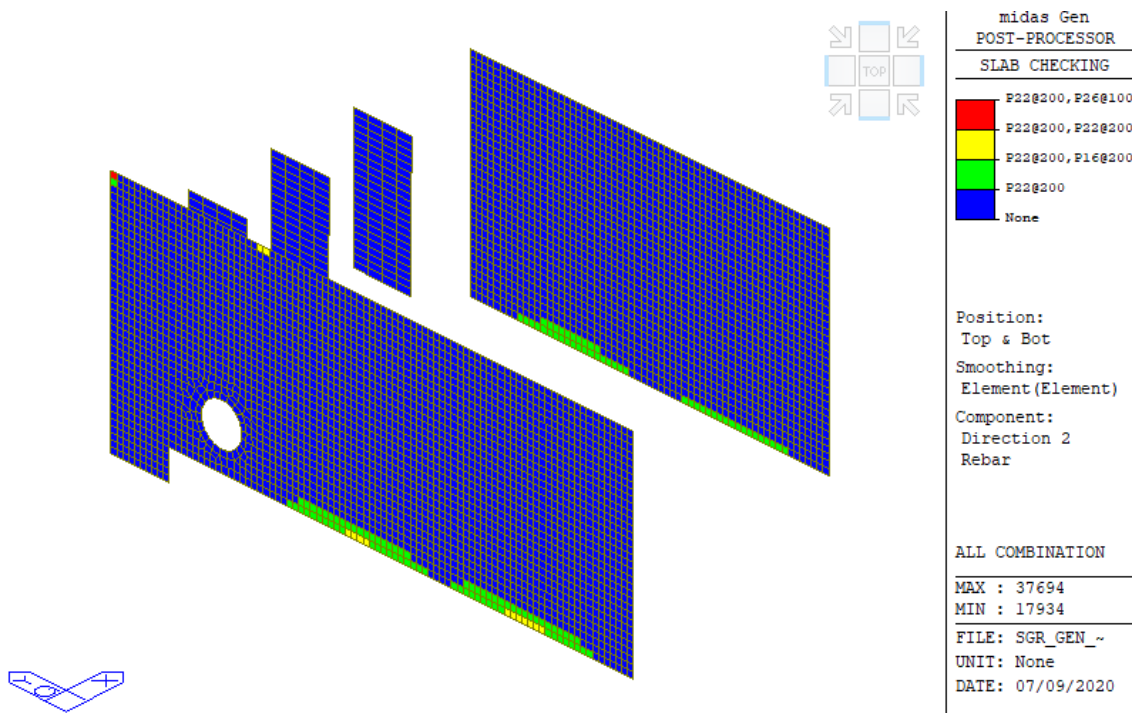


Figura 9.30 –Setti Interni Y armature dir.2 (verticale)

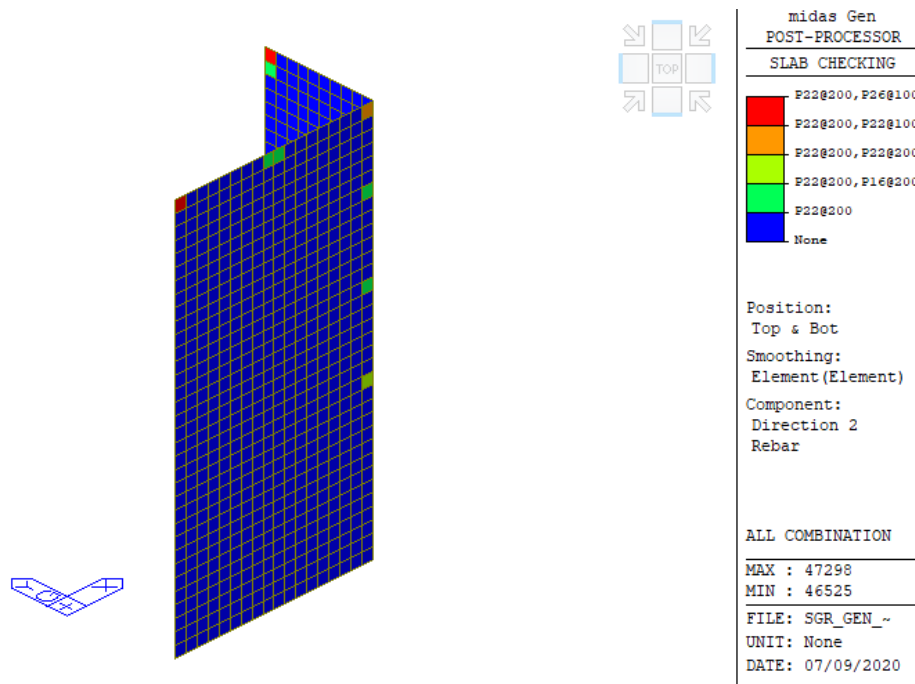


Figura 9.31 –Vano scala armature dir.2 (verticale)

SECT	Name	Bar
1	travi_80x120	In

Create Sub Section

Element List :

45945to46284

Beam Property

All Section
 Both End & Center
 Each End & Center

Rebar		End(I)		Center		End(J)		
m a i n	Top	1	7	P22	7	P22	7	P22
		2	2	P22	2	P22	2	P22
	Bot	2	2	P22	2	P22	2	P22
		1	7	P22	7	P22	7	P22
Stirrup	P12	3	@ 100	3	@ 100	3	@ 100	
Skin			0		0		0	

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): , m

Detail Figure

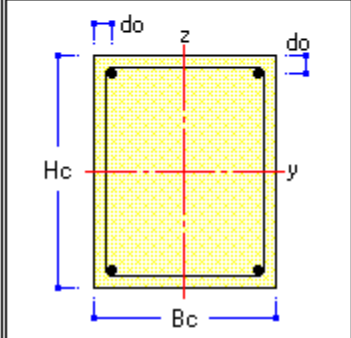
End(I)	Center	End(J)

Figura 9.32 –Armatura travi

SECT	Name	Bar			
2	pilastrini_80x80	In			

Create Sub Section
 Element List :
 46285to46524

Column/Brace Property



Rebar			Data			
Main	Numbers	24	P24			
	Rows	7				
	Corner	<input type="checkbox"/>		P24		
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2	P10	@	100
		z	2			
	Center(M)	y	2	P10	@	100
		z	2			

Concrete Face to Center of Rebar(do) : m
 Type of Hoop Rebar : Ties Spirals
 Number of Rebars of Beam-Column Joint :

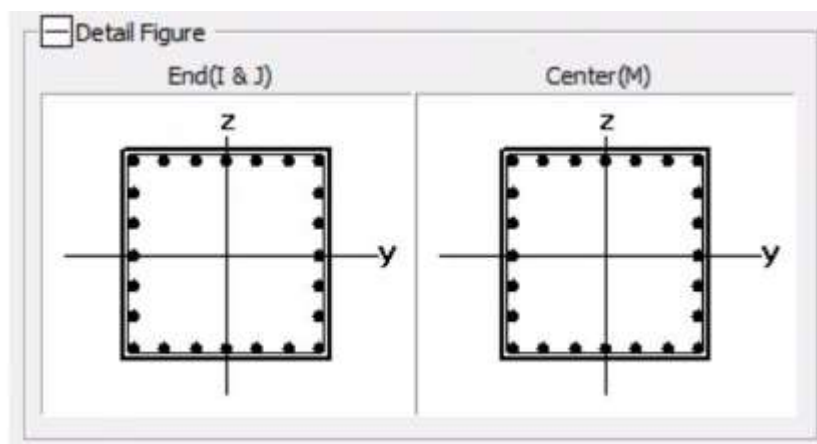


Figura 9.33 –Armatura pilastri

SISMA DIREZIONE -X -Y

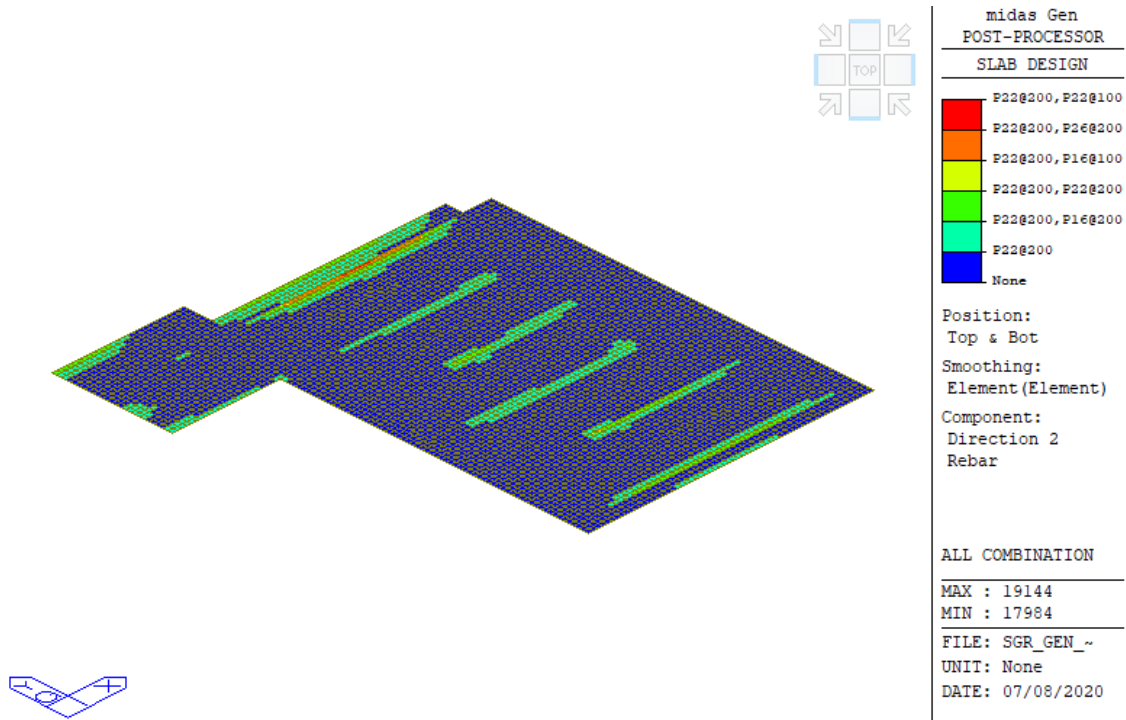


Figura 9.34 –Platea armature dir.2 (asse y)

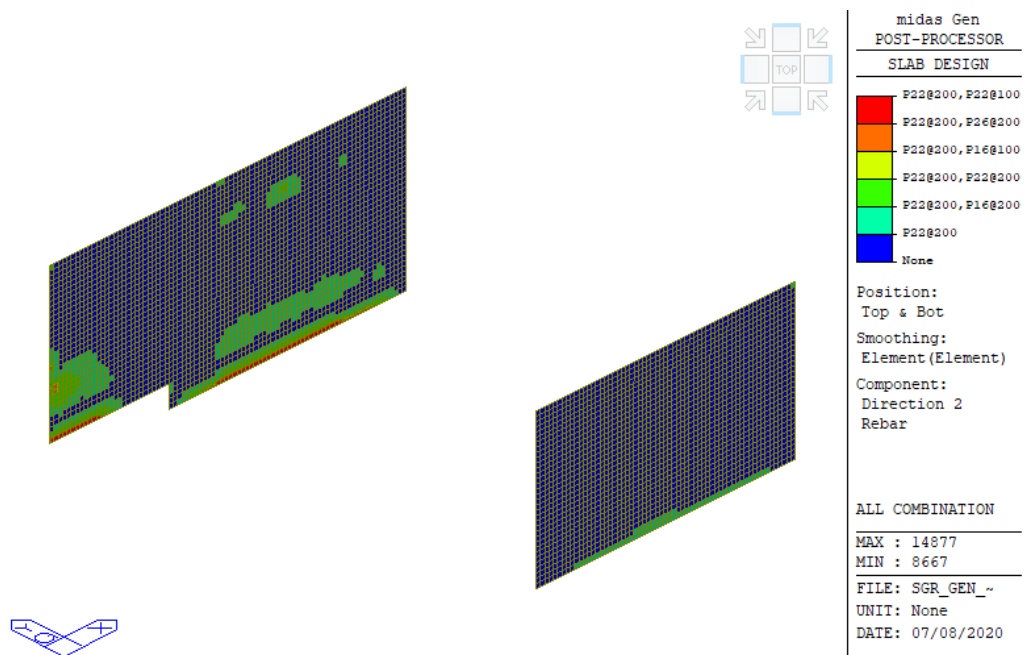


Figura 9.35 –Setti Esterni X armature dir.2 (verticale)

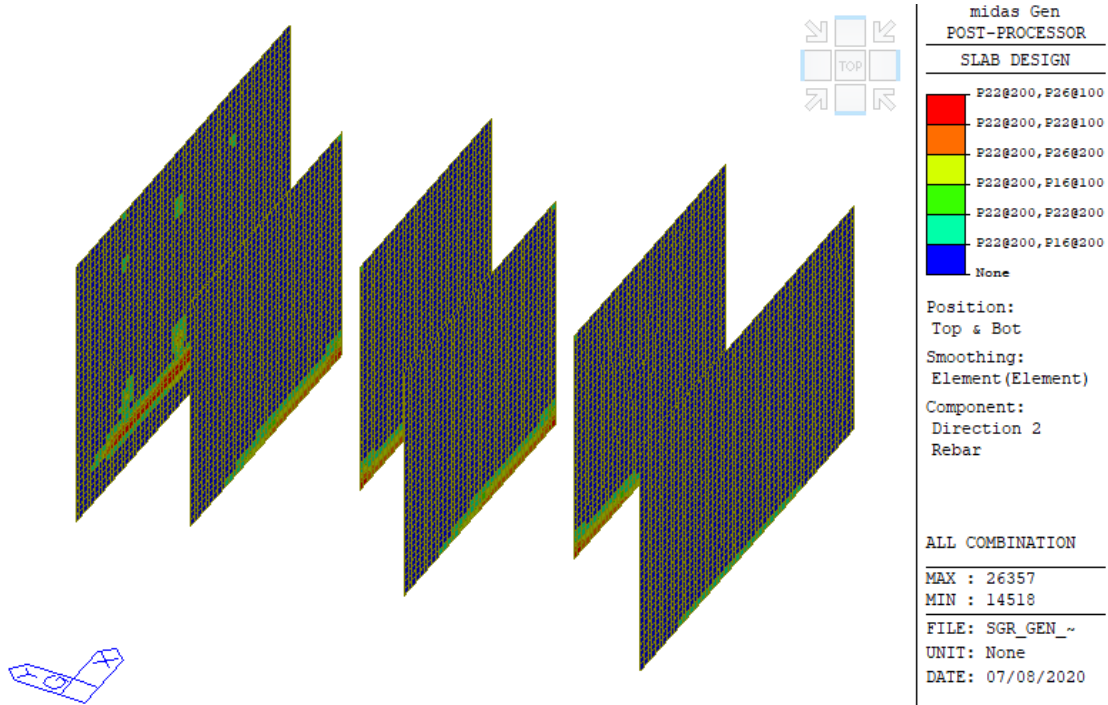


Figura 9.36 –Setti Interni X armature dir.2 (verticale)

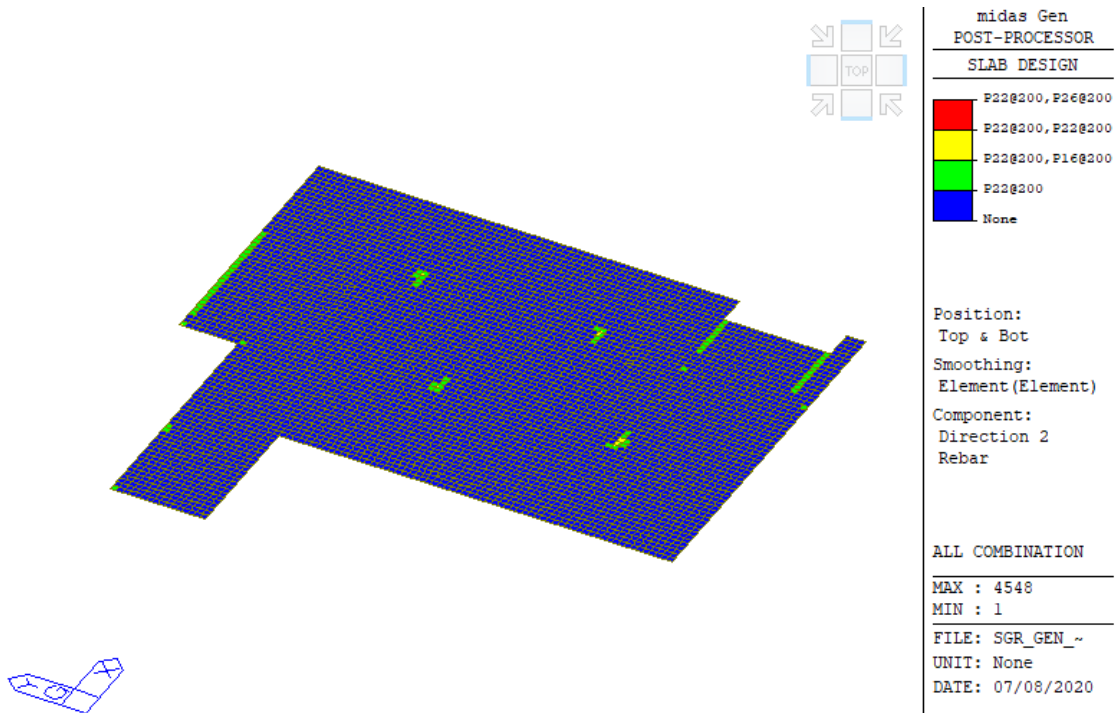


Figura 9.37 – Copertura armature dir.2(asse y)

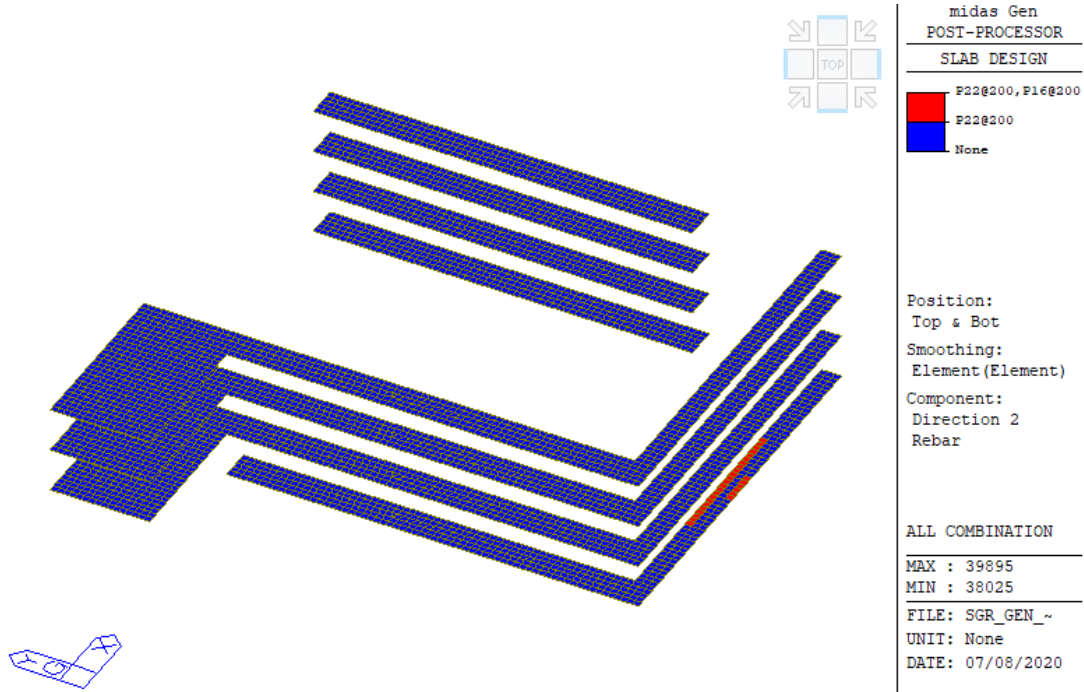


Figura 9.38 – Solai intermedi armature dir.2(asse y)

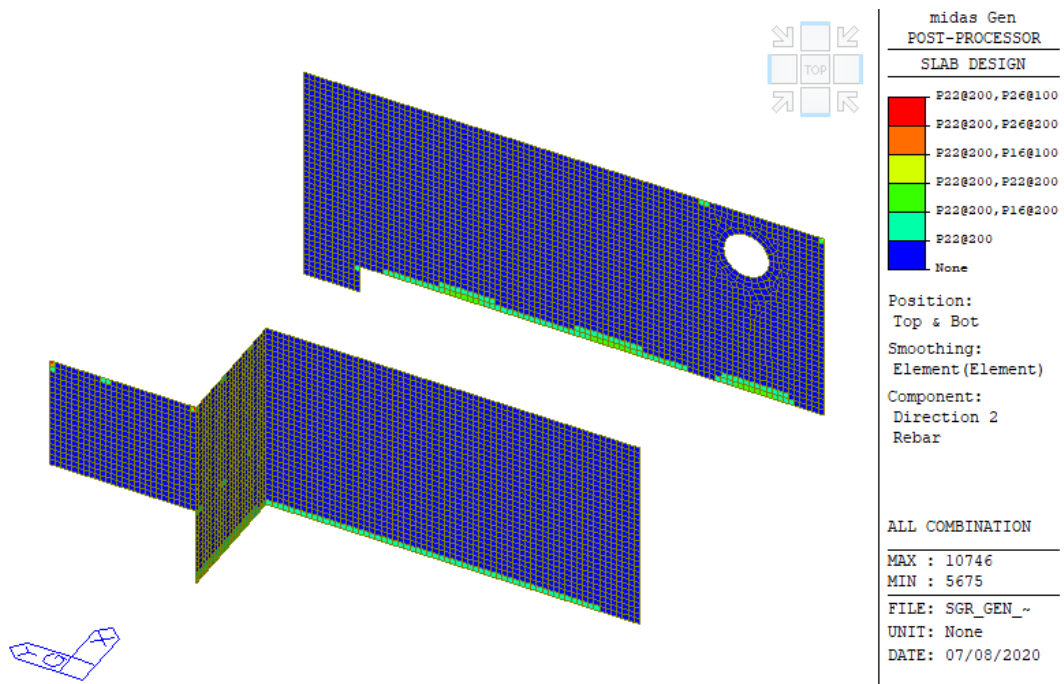


Figura 9.39 – Setti Esterni Y armature dir.2(verticale)

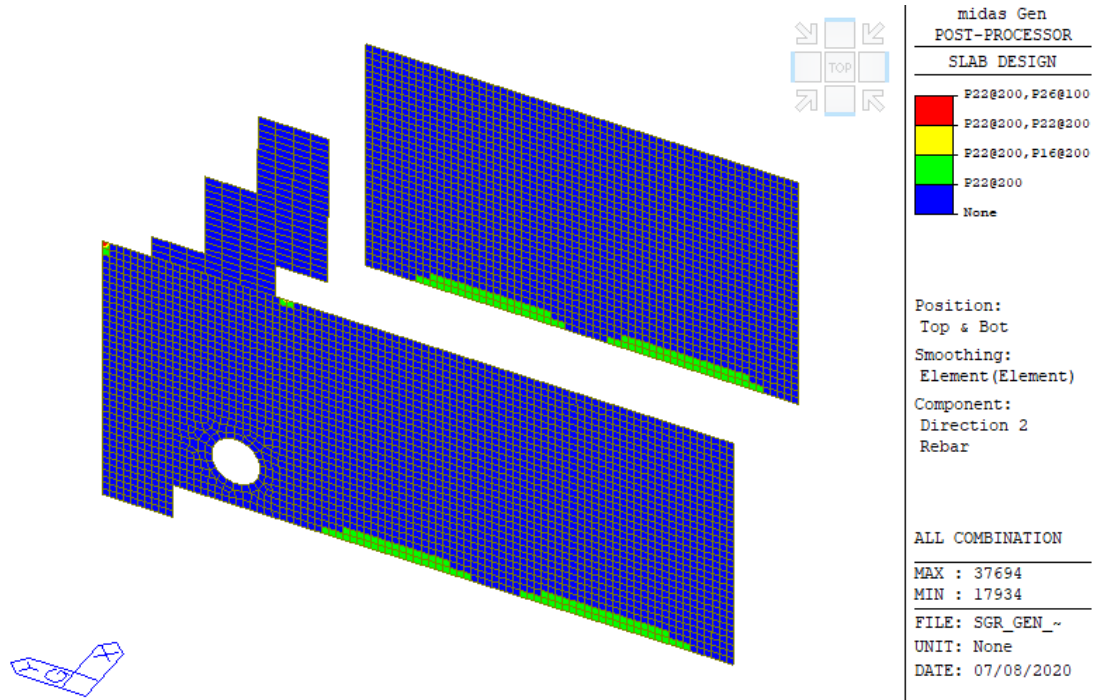


Figura 9.40 –Setti Interni Y armature dir.2(verticale)

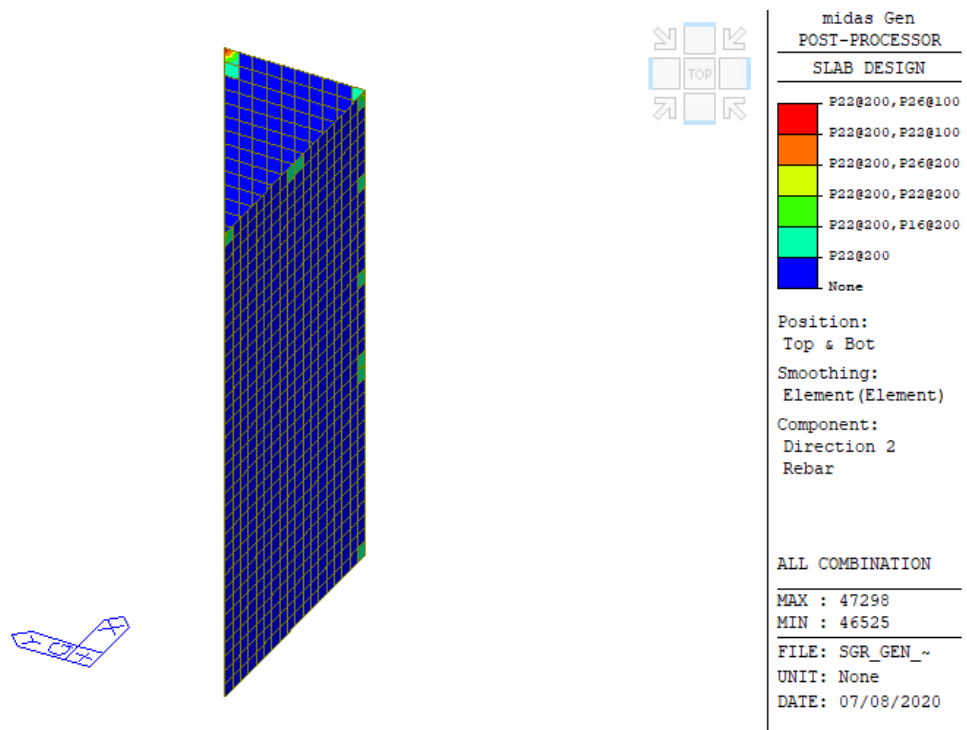
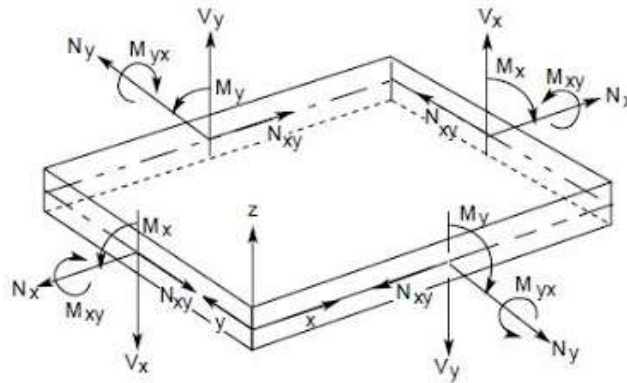


Figura 9.41 –Vano scala armature dir.2(verticale)

9.9.2 Verifiche SLU/SLV

Per la verifica a flessione si è fatto riferimento al metodo Wood-Armer così come indicato nell'EC2. In cui:



Armature superiori:

$$\begin{cases} m_{rx} = m_x + k \cdot |m_{xy}| \\ m_{ry} = m_y + \frac{1}{k} |m_{xy}| \end{cases}$$

Armature inferiori:

$$\begin{cases} m'_{rx} = m_x - k \cdot |m_{xy}| \\ m'_{ry} = m_y - \frac{1}{k} |m_{xy}| \end{cases}$$

In cui k è stato assunto unitario.

Per la verifica a taglio si sono considerati degli allineamenti ortogonali sui cui è stata estrapolata l'azione di taglio.

Verifiche Shell e piastre

SISMA DIREZIONE +X +Y

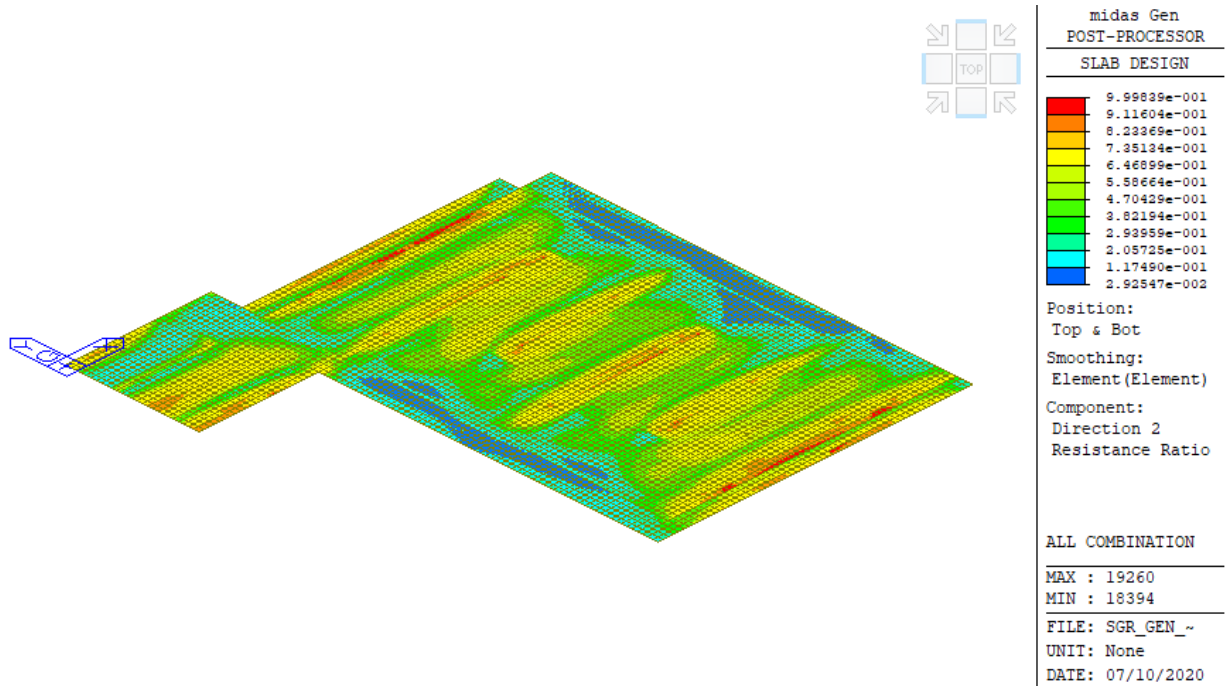


Figura 9.42 –Rappresentazione verifica a flessione platea

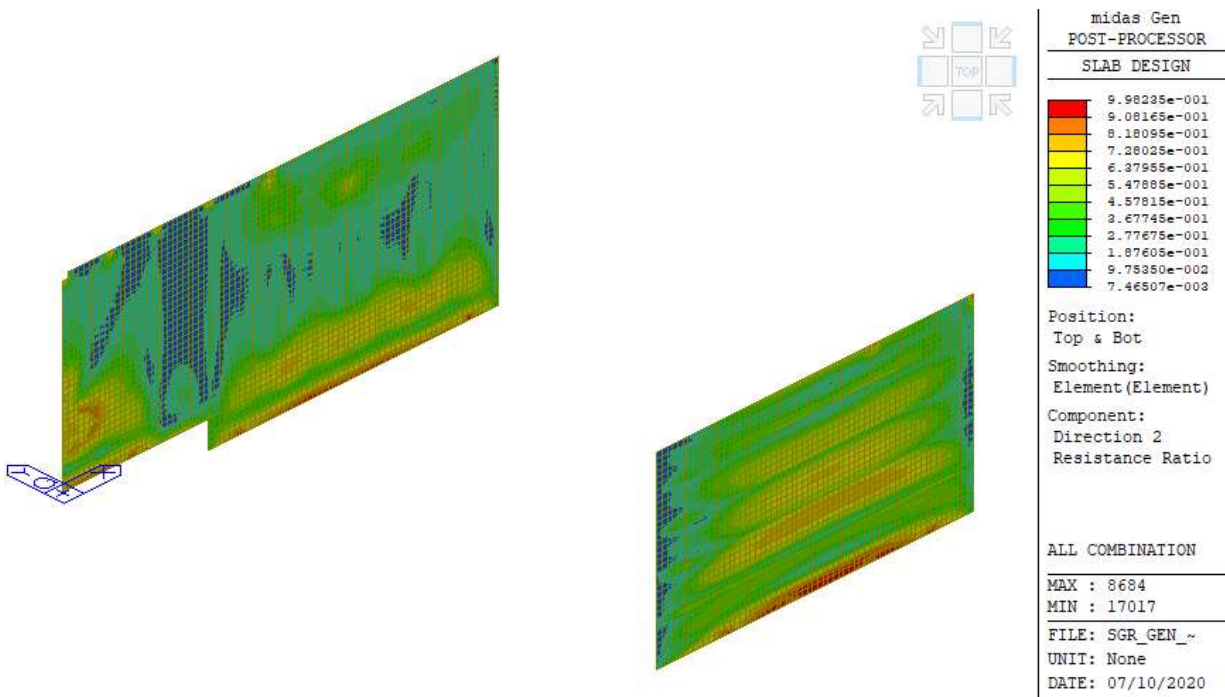


Figura 9.43 –Rappresentazione verifica a flessione Setti esterni X

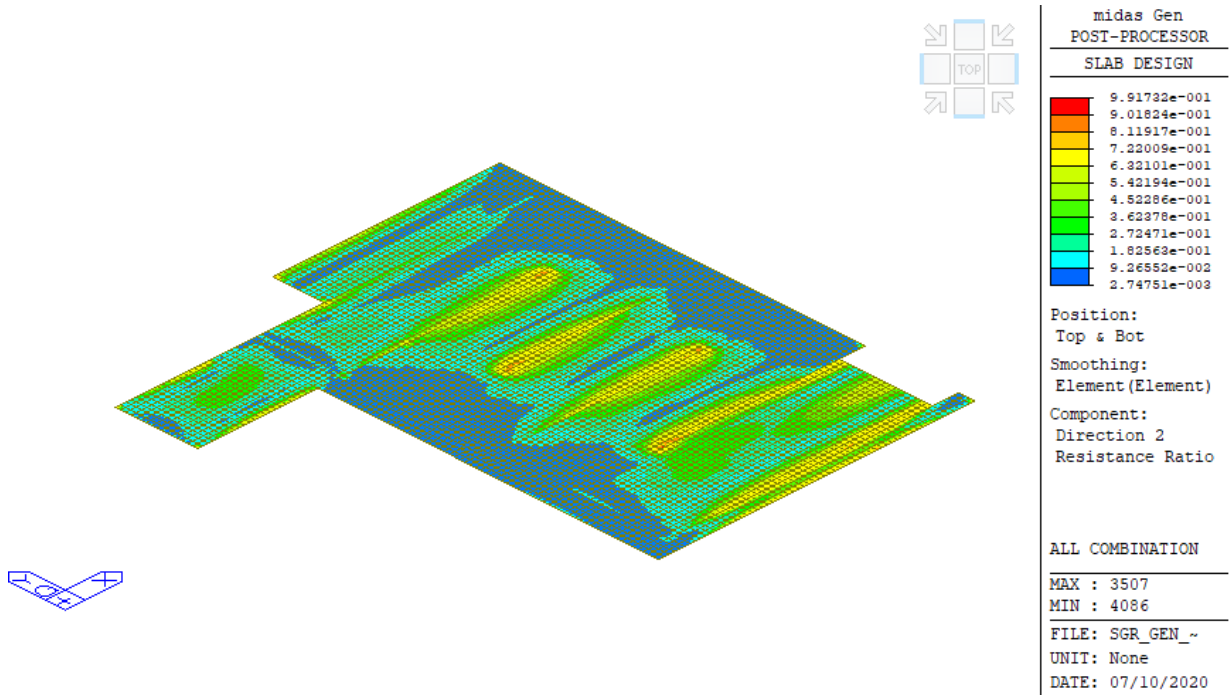


Figura 9.44 –Rappresentazione verifica a flessione Copertura

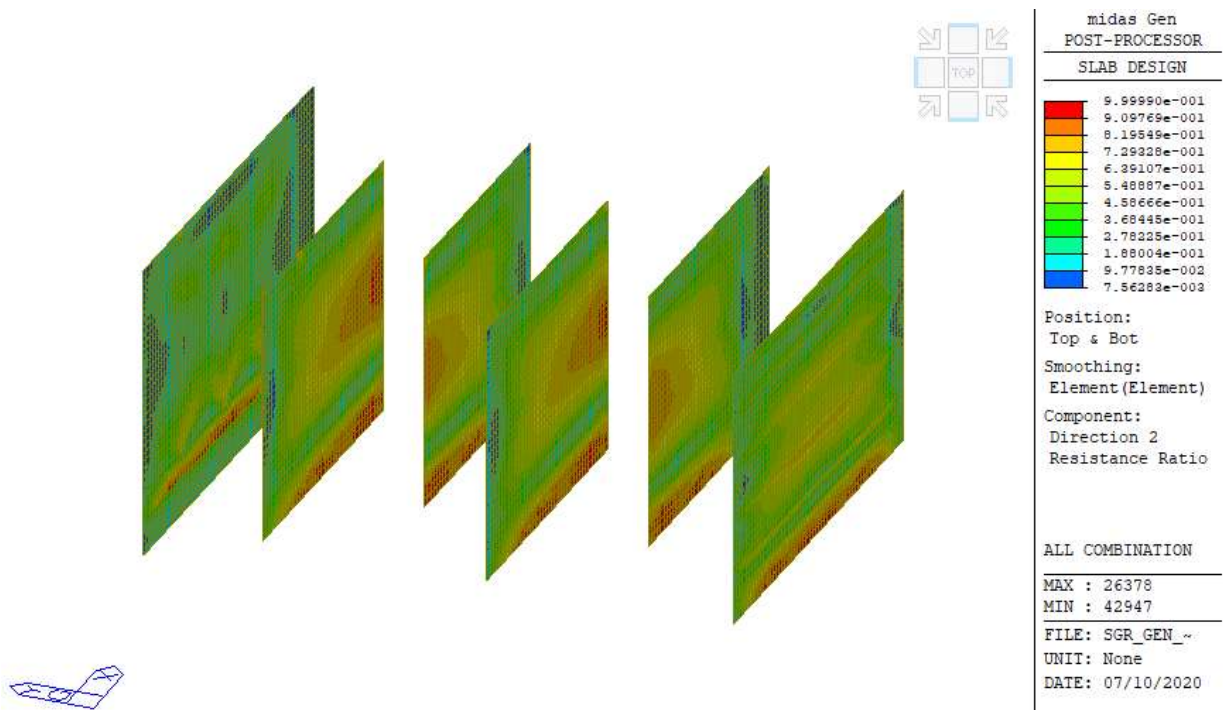


Figura 9.45 –Rappresentazione verifica a flessione Setti interni X



Figura 9.46 – Rappresentazione verifica a flessione piani intermedi

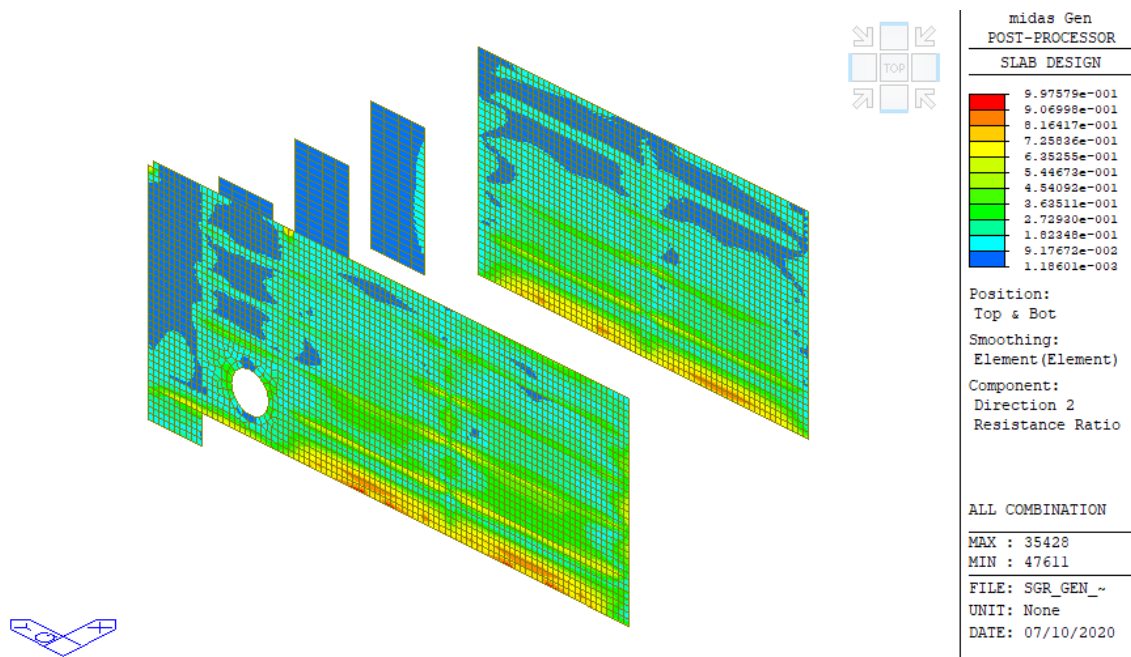


Figura 9.47 – Rappresentazione verifica a flessione setti interni Y

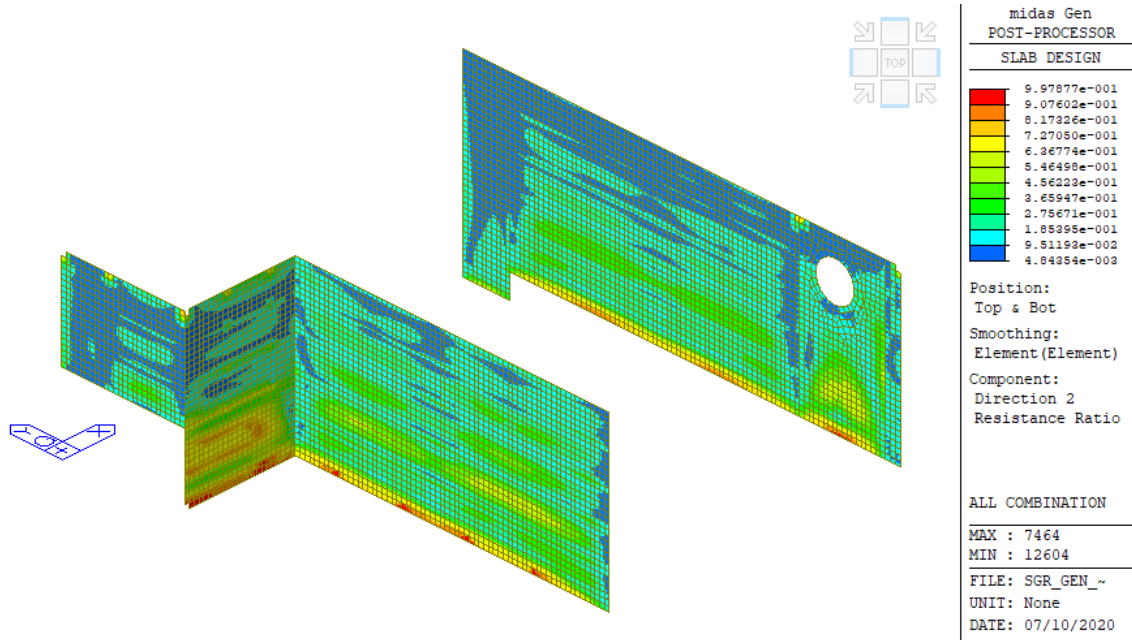


Figura 9.48 – Rappresentazione verifica a flessione setti esterni Y

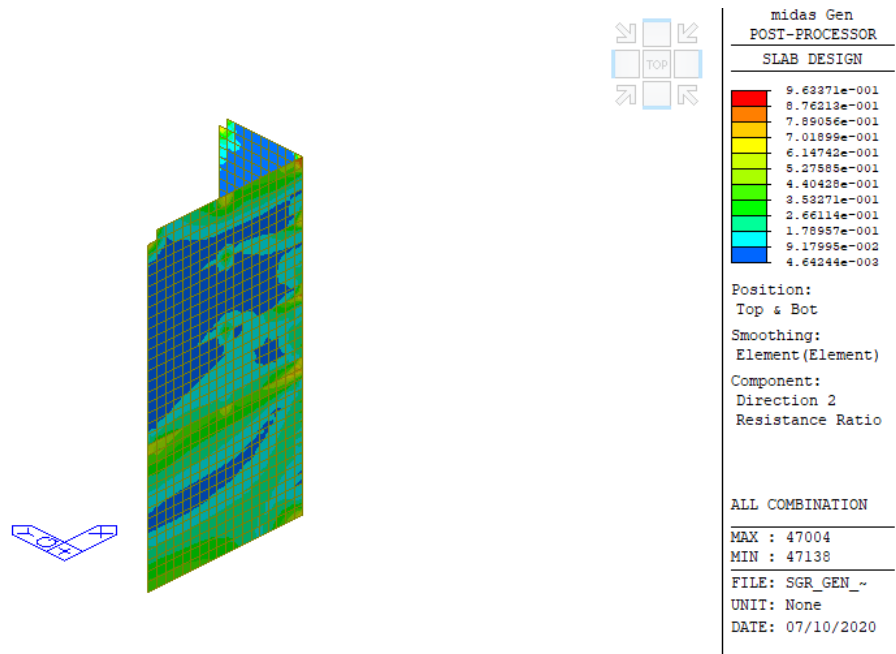
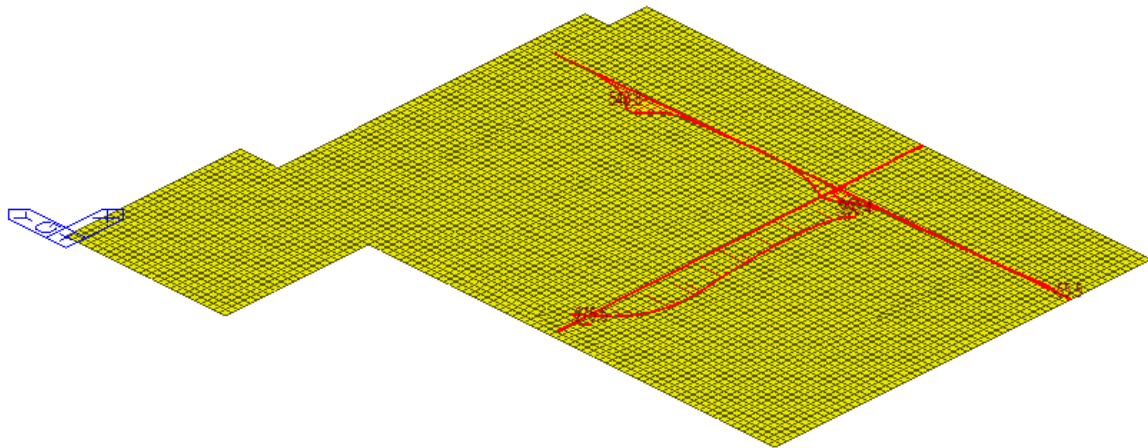


Figura 9.49 – Rappresentazione verifica a flessione vano scala



=====
 [[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
 =====

-. Information of Parameters.

Line Name : Platea 1
 LCB No. : 29
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 1.5000 m.
 Bot Covering : 0.0500 m.
 Top Covering : 0.0500 m.
 Effect. Depth : 1.4500 m.

-. Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 40.6125 m.
 k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 1.3714 (d in mm)
 rho = 0.001
 rho1 = min[rho, 0.02] = 0.001
 V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
 = 18724.5961 kN.

-. Information of Forces and Result.

Required Thickness = 0.3133 m.
 V_Ed = 3399.5930 kN.
 RatV = V_Ed / V_Rd,c = 0.182 < 1.0 ---> O.K !

Figura 9.50 –Verfica a taglio allineamento 1 platea

=====

[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.

=====

-. Information of Parameters.

Line Name : Platea 2
 LCB No. : 9
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 1.5000 m.
 Bot Covering : 0.0500 m.
 Top Covering : 0.0500 m.
 Effect. Depth : 1.4500 m.

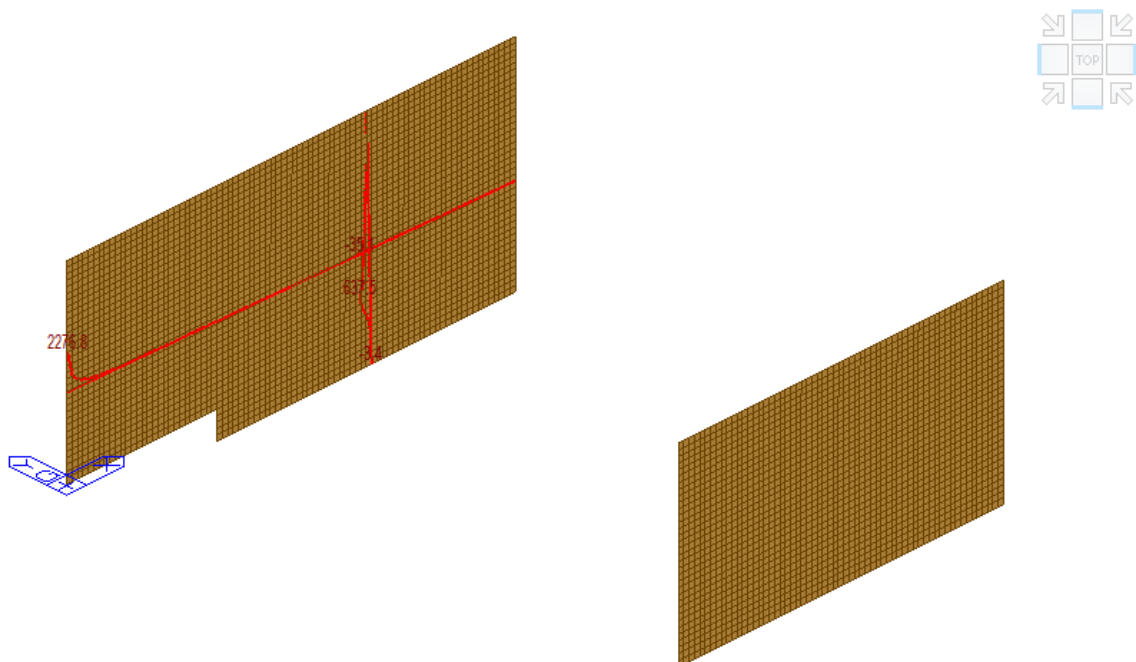
-. Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 29.7983 m.
 k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 1.3714 (d in mm)
 rho = 0.002
 rho1 = min[rho, 0.02] = 0.002
 V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
 = 13738.6409 kN.

-. Information of Forces and Result.

Required Thickness = 1.3816 m.
 V_Ed = -12616.9978 kN.
 RatV = V_Ed / V_Rd,c = 0.918 < 1.0 ---> O.K !

Figura 9.51 – Verifica a taglio allineamento 2 platea



```
=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====

-. Information of Parameters.
Line Name : S_Est_Vert
LCB No.   : 17
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 1.0000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 0.9500 m.

-. Information of Checking.
gamma_c   = 1.500
bw        = 19.4557 m.
k         = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.4588 (d in mm)
rho       = 0.002
rho1      = min[ rho, 0.02 ] = 0.002
V_Rd,c    = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
          = 6447.9288 kN.

-. Information of Forces and Result.
Required Thickness = 0.6945 m.
V_Ed              = 4374.2403 kN.
RatV              = V_Ed / V_Rd,c = 0.678 < 1.0 ---> O.K !
```

Figura 9.52 – Verifica a taglio allineamento verticale setti esterni direzione X

=====

[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.

=====

-. Information of Parameters.

Line Name : S_Est_Or
 LCB No. : 10
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 1.0000 m.
 Bot Covering : 0.0500 m.
 Top Covering : 0.0500 m.
 Effect. Depth : 0.9500 m.

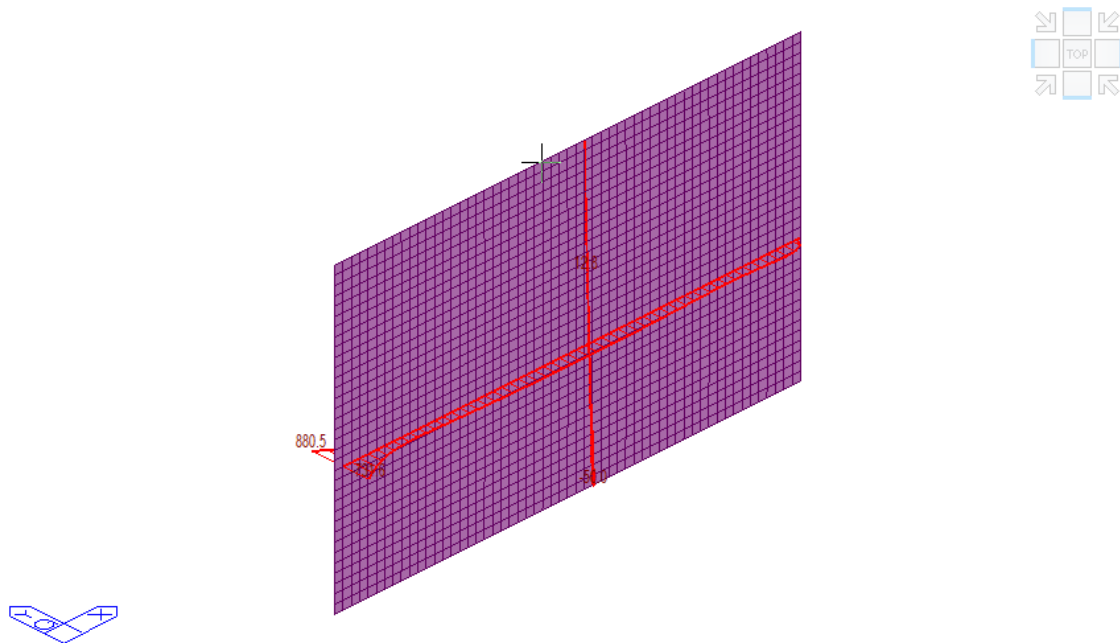
-. Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 41.8120 m.
 k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 1.4588 (d in mm)
 rho = 0.002
 rho1 = min[rho, 0.02] = 0.002
 V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
 = 13857.1797 kN.

-. Information of Forces and Result.

Required Thickness = 0.1933 m.
 V_Ed = 2090.0405 kN.
 RatV = V_Ed / V_Rd,c = 0.151 < 1.0 ---> O.K !

Figura 9.53 – Verifica a taglio allineamento orizzontale setti esterne direzione X



```
=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====
```

-. Information of Parameters.

```
Line Name : S_Int_Or
LCB No.   : 30
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 1.2000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 1.1500 m.
```

-. Information of Checking.

```
gamma_c = 1.500
bw       = 54.6071 m.
k        = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.4170 (d in mm)
rho      = 0.003
rho1     = min[ rho, 0.02 ] = 0.003
V_Rd,c  = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
        = 21415.9553 kN.
```

-. Information of Forces and Result.

```
Required Thickness = 0.2638 m.
V_Ed              = -3981.5821 kN.
RatV              = V_Ed / V_Rd,c = 0.186 < 1.0 ---> O.K !
```

Figura 9.54 – Verifica a taglio allineamento orizzontale setti interni direzione X

=====
 [[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
 =====

-. Information of Parameters.

Line Name : S_Int_Vert
 LCB No. : 27
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 1.2000 m.
 Bot Covering : 0.0500 m.
 Top Covering : 0.0500 m.
 Effect. Depth : 1.1500 m.

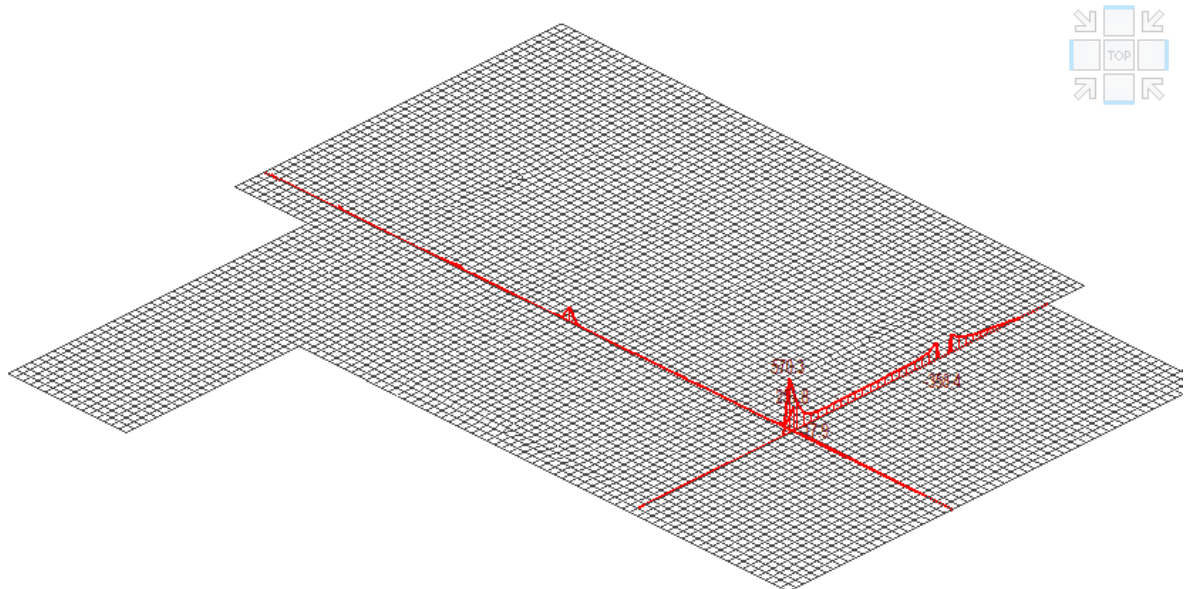
-. Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 17.0072 m.
 k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 1.4170 (d in mm)
 rho = 0.003
 rho1 = min[rho, 0.02] = 0.003
 V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
 = 6669.9373 kN.

-. Information of Forces and Result.

Required Thickness = 0.0620 m.
 V_Ed = -69.8062 kN.
 RatV = V_Ed / V_Rd,c = 0.010 < 1.0 ---> O.K !

Figura 9.55 – Verifica a taglio allineamento verticale setti interni direzione X



```
=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====
```

-. Information of Parameters.

```
Line Name : Copertura_1
LCB No.   : 26
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 0.5000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 0.4500 m.
```

-. Information of Checking.

```
gamma_c = 1.500
bw       = 45.5025 m.
k        = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.6667 (d in mm)
rho      = 0.004
rho1     = min[ rho, 0.02 ] = 0.004
V_Rd,c  = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
         = 9779.8754 kN.
```

-. Information of Forces and Result.

```
Required Thickness = 0.0601 m.
V_Ed              = 219.0023 kN.
RatV              = V_Ed / V_Rd,c = 0.022 < 1.0 ---> O.K !
```

Figura 9.56 – Verifica a taglio allineamento 1 Copertura

```
=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====
```

-. Information of Parameters.

```
Line Name : Copertura_2
LCB No.   : 30
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 0.5000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 0.4500 m.
```

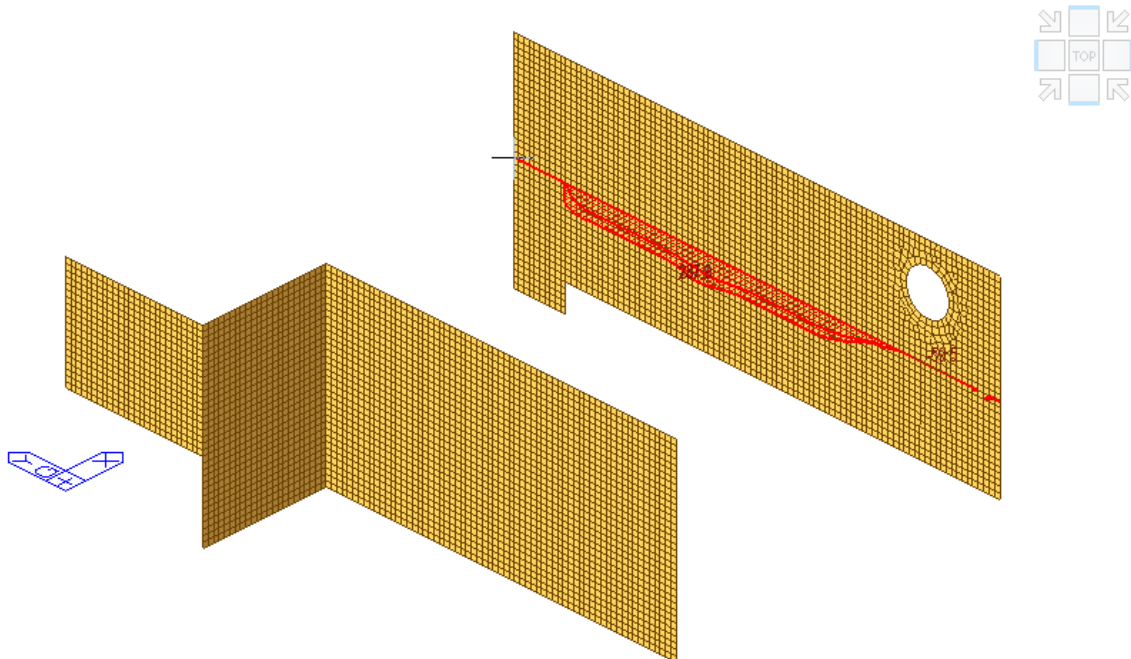
-. Information of Checking.

```
gamma_c = 1.500
bw       = 27.2970 m.
k        = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.6667 (d in mm)
rho      = 0.004
rho1     = min[ rho, 0.02 ] = 0.004
V_Rd,c  = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
          = 5958.8556 kN.
```

-. Information of Forces and Result.

```
Required Thickness = 0.1391 m.
V_Ed              = 1180.3151 kN.
RatV              = V_Ed / V_Rd,c = 0.198 < 1.0 ---> O.K !
```

Figura 9.57 –Verifica a taglio allineamento 2 Copertura



=====

[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.

=====

-. Information of Parameters.

Line Name : S_Est_Y_or
 LCB No. : 6
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 Thickness : 1.0000 m.
 Bot Covering : 0.0500 m.
 Top Covering : 0.0500 m.
 Effect. Depth : 0.9500 m.

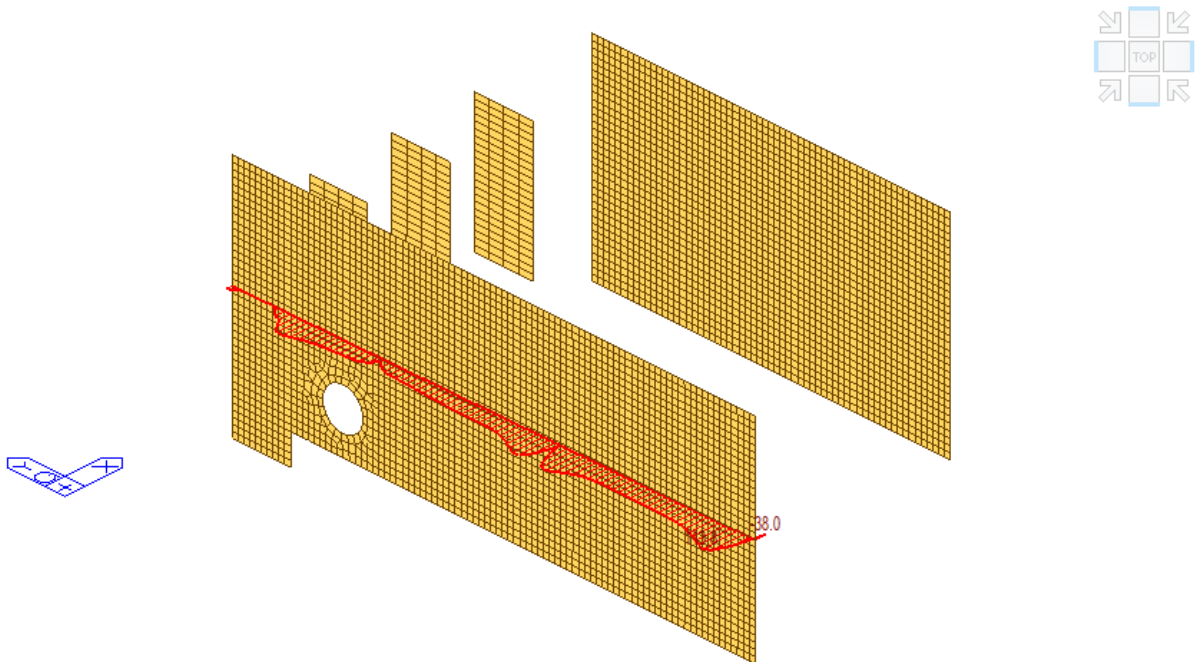
-. Information of Checking.

gamma_c = 1.500
 bw = 81.0534 m.
 k = min[1+(200/d)^0.5, 2.0] = 1.4588 (d in mm)
 rho = 0.002
 rho1 = min[rho, 0.02] = 0.002
 V_Rd,c = max[0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3]*bw*d
 = 26862.4551 kN.

-. Information of Forces and Result.

Required Thickness = 0.4092 m.
 V_Ed = 10157.1897 kN.
 RatV = V_Ed / V_Rd,c = 0.378 < 1.0 ---> O.K !

Figura 9.58 – Verifica a taglio allineamento orizzontale Setti esterni direzione Y



```

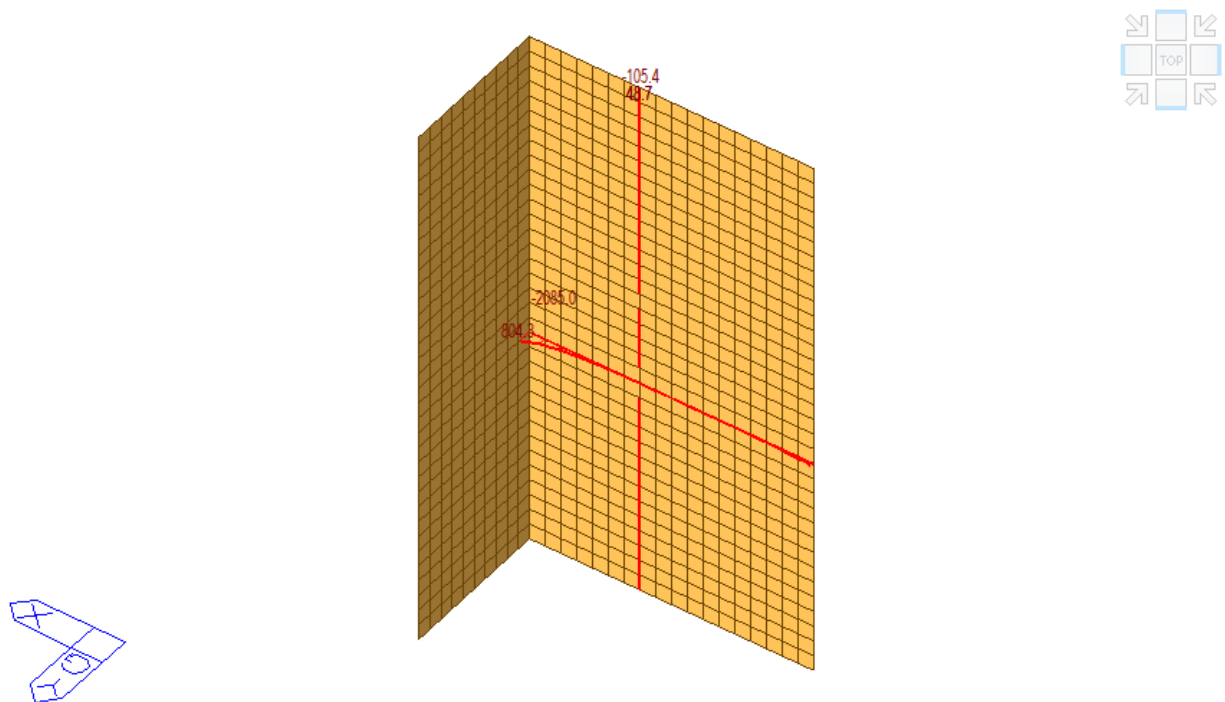
=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====

-. Information of Parameters.
Line Name : S_int_Y_Or
LCB No.   :    3
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 1.0000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 0.9500 m.

-. Information of Checking.
gamma_c   = 1.500
bw        = 43.9028 m.
k         = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.4588 (d in mm)
rho       = 0.002
rho1      = min[ rho, 0.02 ] = 0.002
V_Rd,c    = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
           = 14550.1346 kN.

-. Information of Forces and Result.
Required Thickness = 0.2127 m.
V_Ed             = 2492.4257 kN.
RatV             = V_Ed / V_Rd,c = 0.171 < 1.0 ----> O.K !
    
```

Figura 9.59 – Verifica a taglio allineamento orizzontale Setti interni direzione Y



```

=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====

-. Information of Parameters.
Line Name : Vano_1
LCB No.   : 10
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 0.8000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 0.7500 m.

-. Information of Checking.
gamma_c   = 1.500
bw        = 15.5000 m.
k         = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.5164 (d in mm)
rho       = 0.003
rho1      = min[ rho, 0.02 ] = 0.003
V_Rd,c    = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
          = 4297.8940 kN.

-. Information of Forces and Result.
Required Thickness = 0.0581 m.
V_Ed             = -46.3558 kN.
RatV             = V_Ed / V_Rd,c = 0.011 < 1.0 ----> O.K !

```

Figura 9.60 – Verifica a taglio allineamento orizzontale Vano Scala

```
=====
[[[*]]] ONE-WAY SHEAR CHECK MAXIMUM RESULT DATA.
=====

-. Information of Parameters.
Line Name : Vano_2
LCB No.   : 16
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
Thickness : 0.8000 m.
Bot Covering : 0.0500 m.
Top Covering : 0.0500 m.
Effect. Depth : 0.7500 m.

-. Information of Checking.
gamma_c   = 1.500
bw        = 18.0000 m.
k         = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.5164 (d in mm)
rho       = 0.003
rho1      = min[ rho, 0.02 ] = 0.003
V_Rd,c    = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rho1*fck)^1/3 ]*bw*d
          = 4991.1027 kN.

-. Information of Forces and Result.
Required Thickness = 0.1278 m.
V_Ed              = -517.4822 kN.
RatV              = V_Ed / V_Rd,c = 0.104 < 1.0 ---> O.K !
```

Figura 9.61 – Verifica a taglio allineamento verticale Vano Scala

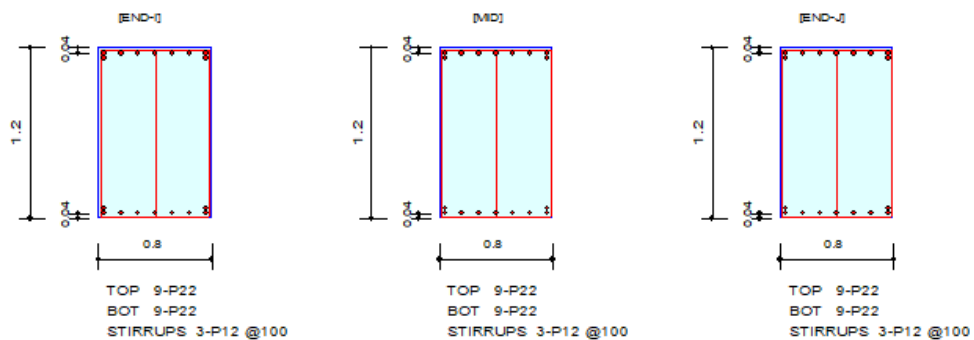
Verifiche Travi e pilastri

Travi

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	travi_80x120 (No : 1)	Beam Span	10.5m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	30	30	29
Moment (M _{Ed})	1422.07	931.69	1179.31
Factored Strength (M _{Rd})	1485.04	1485.04	1485.04
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.9576	0.6274	0.7941
Neutral Axis (x/d)	0.0547	0.0547	0.0547
(+) Load Combination No.	29	26	30
Moment (M _{Ed})	1048.55	988.07	1335.57
Factored Strength (M _{Rd})	1485.04	1485.04	1485.04
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7061	0.6653	0.8994
Neutral Axis (x/d)	0.0547	0.0547	0.0547
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0034	0.0034	0.0034
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0034	0.0034	0.0034

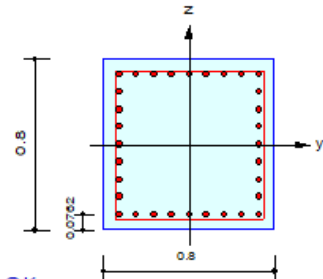
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	8	26	25
Factored Shear Force (V _{Ed})	356.79	351.55	347.58
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	357.05	357.05	357.05
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	1372.42	1372.42	1372.42
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	4414.29	4414.29	4414.29
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0034	0.0034	0.0034
Using Stirrups Spacing	3-P12 @100	3-P12 @100	3-P12 @100
Shear Ratio by Conc	0.9993	0.9846	0.9735
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.2600	0.2562	0.2533
Check Ratio	0.9993	0.9846	0.9735

Pilastrì

1. Design Condition

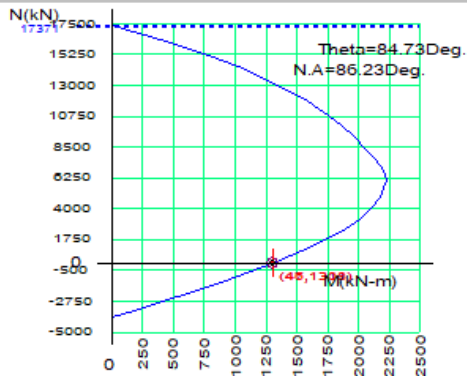
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 46330 (PM), 46375 (Shear)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 7.25 m
 Section Property : pilastrì_80x80 (No : 2)
 Rebar Pattern : 32 - 9 - P20 Ast = 0.010048 m² (Rho_{st} = 0.016)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 30 (J)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 17370.8 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 46.4207 / 46.7264 = 0.993 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 1307.51 / 1311.02 = 0.997 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 114.690 / 120.382 = 0.953 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 1302.47 / 1305.48 = 0.998 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
17370.80	0.00
15183.14	791.19
13090.03	1342.14
11106.70	1718.72
9276.20	1966.91
7717.14	2124.49
6787.19	2202.08
6059.68	2223.71
4843.49	2172.46
3271.50	2007.76
1365.21	1654.28
-1353.48	886.92
-3931.83	0.00

3. Design for Shear

[END]	y : 30 (J)	z : 30 (J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	343.274 kN	50.1040 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	343.274 / 332.870 = 1.031	50.1040 / 332.870 = 0.151
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	343.274 / 366.134 = 0.938	50.1040 / 211.972 = 0.236
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	343.274 / 2779.39 = 0.124	50.1040 / 2779.39 = 0.018
Shear Ratio	0.938 < 1.000 O.K	0.151 < 1.000 O.K
Asw-H _{req}	0.00135 m ² /m, 2-P10 @110	0.00080 m ² /m, 2-P10 @110

[MIDDLE]	y : 30 (1/2)	z : 30 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	343.274 kN	50.1041 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	343.274 / 340.741 = 1.007	50.1041 / 340.741 = 0.147
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	343.274 / 366.134 = 0.938	50.1041 / 211.972 = 0.236
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	343.274 / 2779.39 = 0.124	50.1041 / 2779.39 = 0.018
Shear Ratio	0.938 < 1.000 O.K	0.147 < 1.000 O.K
Asw-H _{req}	0.00135 m ² /m, 2-P10 @110	0.00080 m ² /m, 2-P10 @110

9.9.3 Verifiche SLE

Così come indicato nel par.9 per la vasca si è eseguita una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti uno stato limite di formazione delle fessure $w_1 = 0.0$ mm, mentre, per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_2 = 0.2$ mm.

Per le altre tipologie di pareti si è eseguita una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_1 = 0.2$ mm e $w_2 = 0.3$ mm.

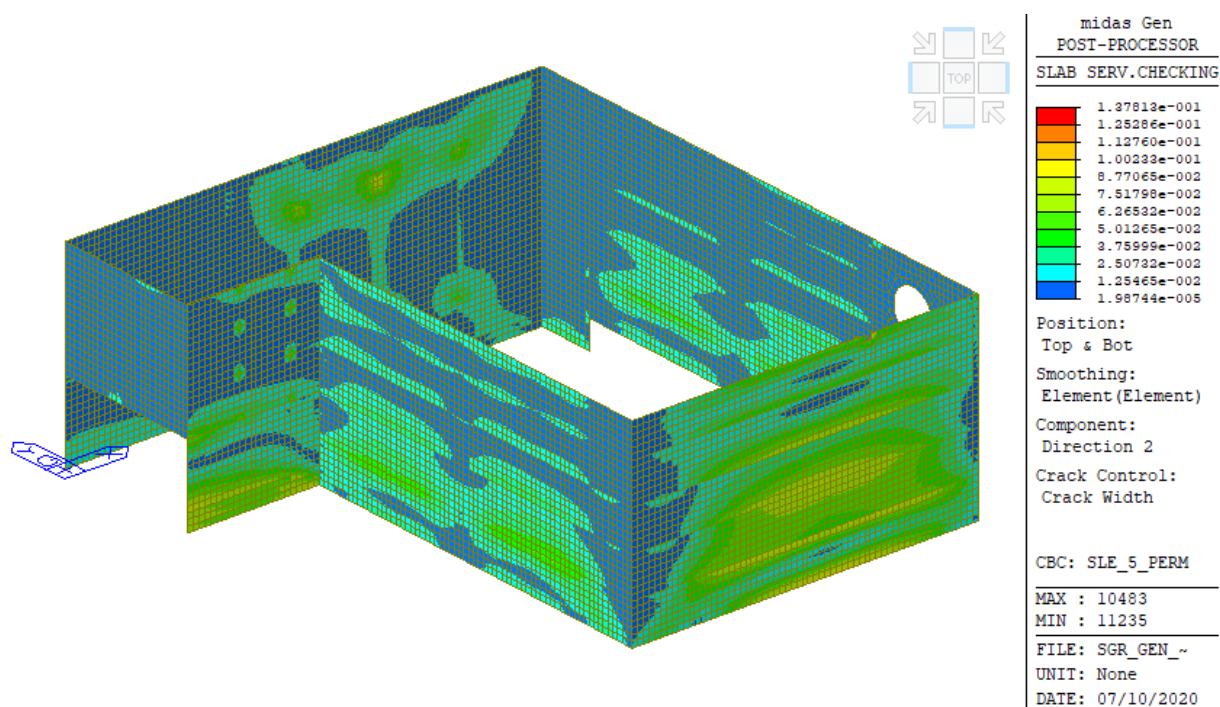


Figura 9.62 –Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-Quasi Permanente Setti esterni ($W=0.2$ mm)

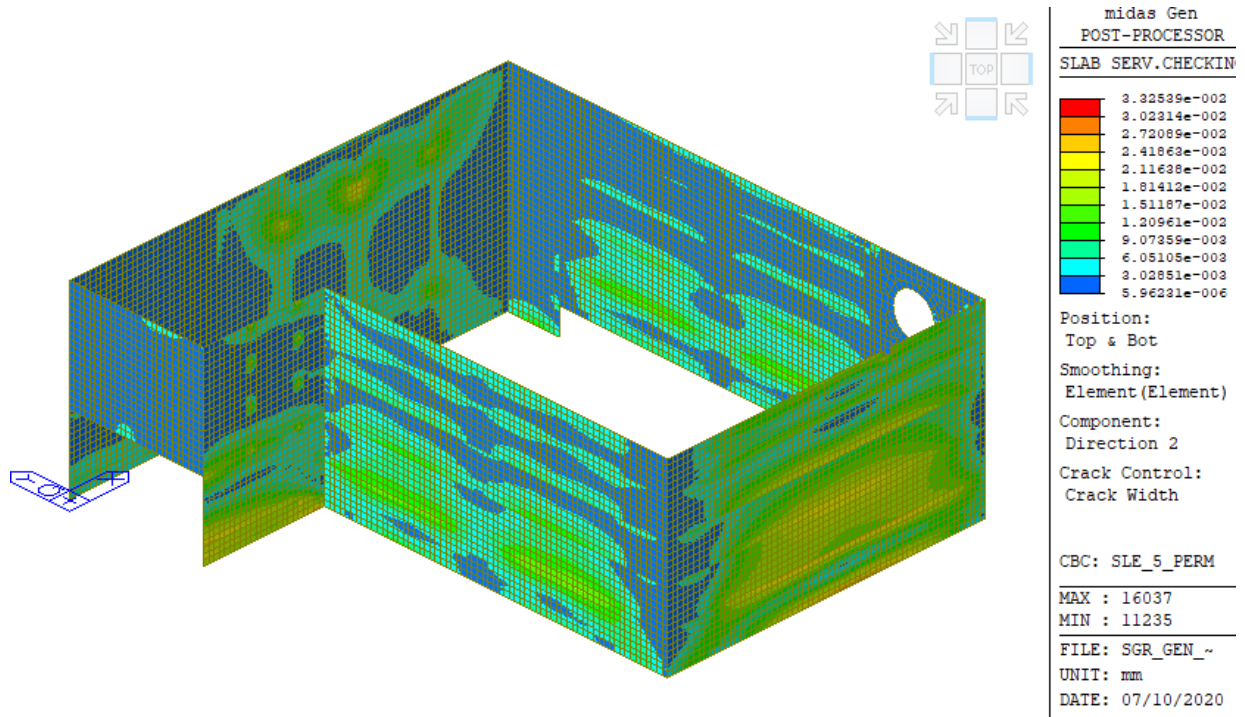


Figura 9.63 – Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-Quasi Permanente Setti esterni ($W=0.2mm$)

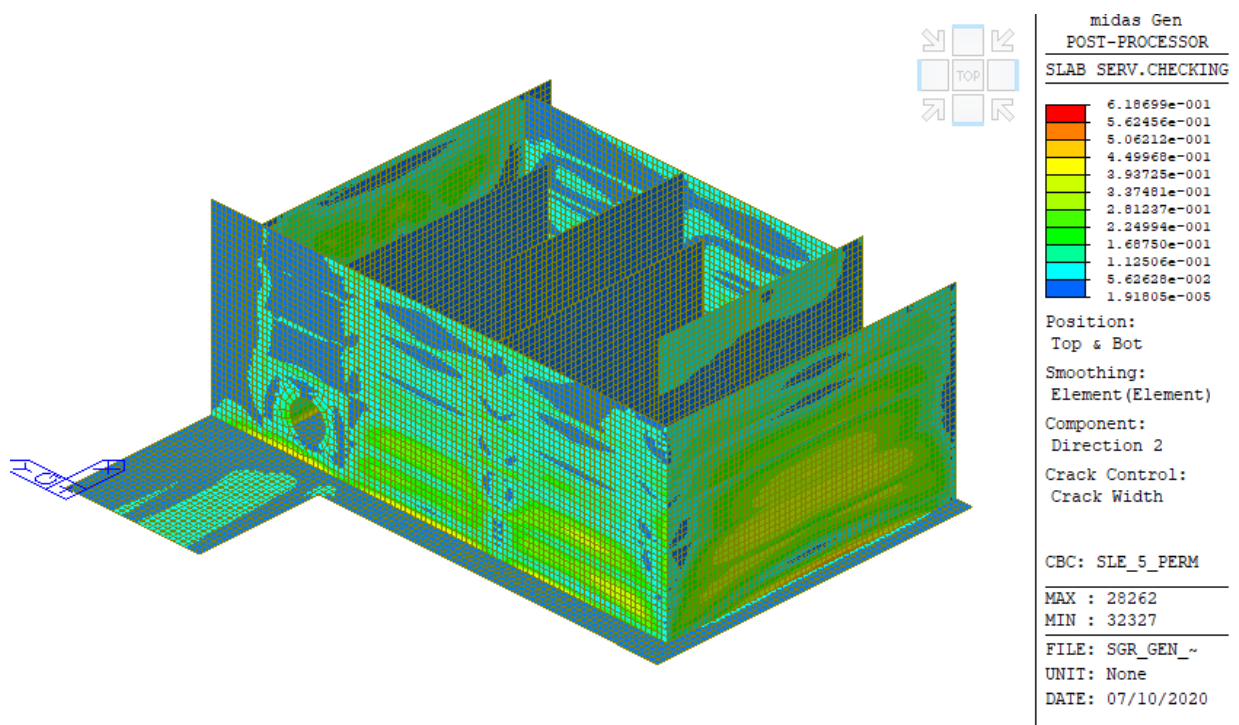


Figura 9.64 – Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-Quasi Permanente Setti interni ($W=0.0mm$)

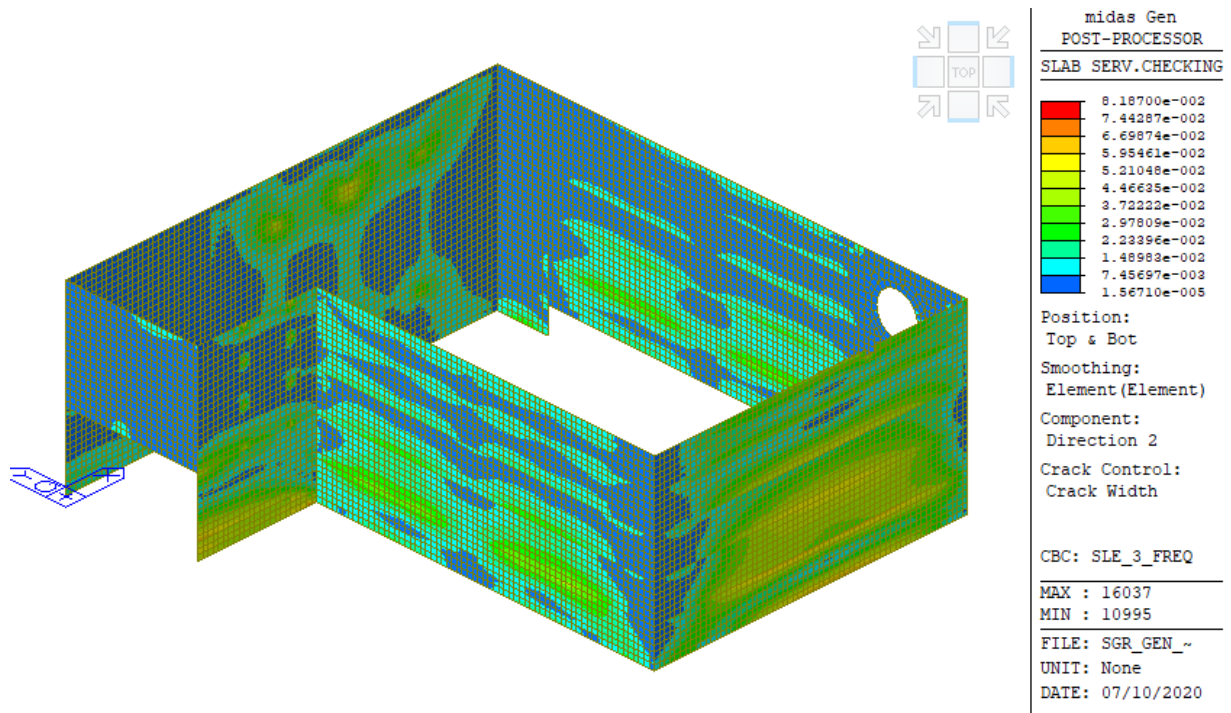
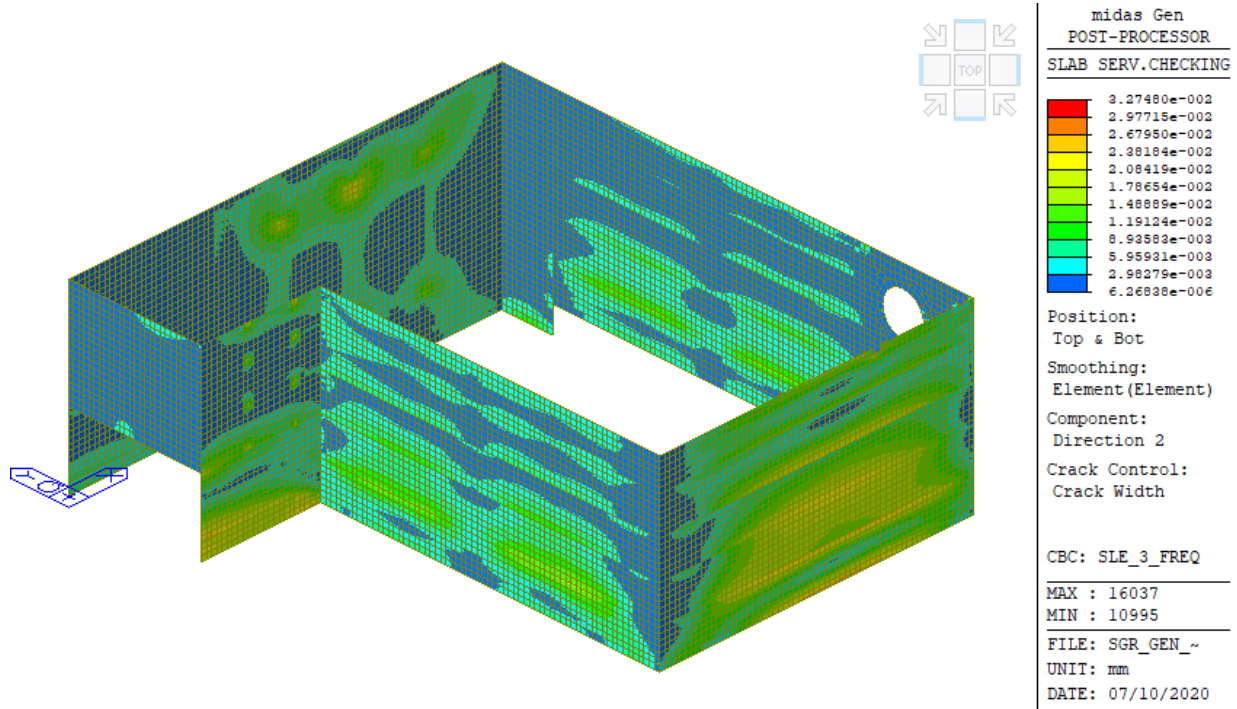
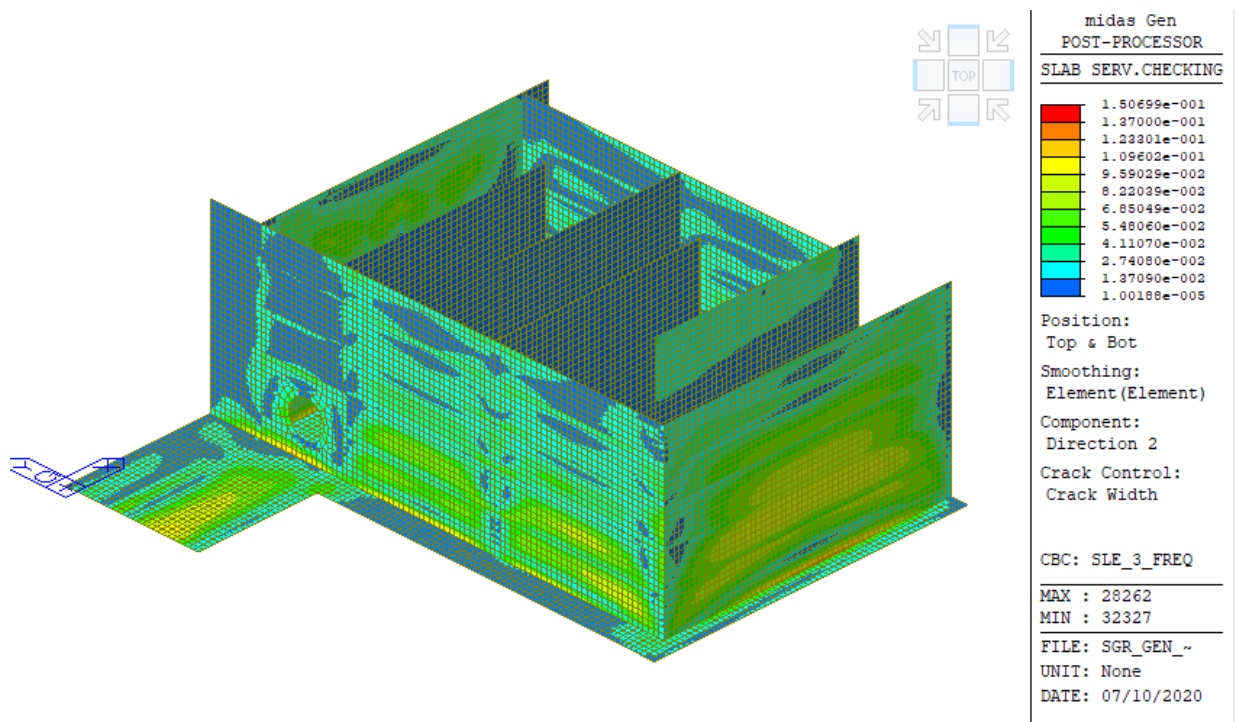


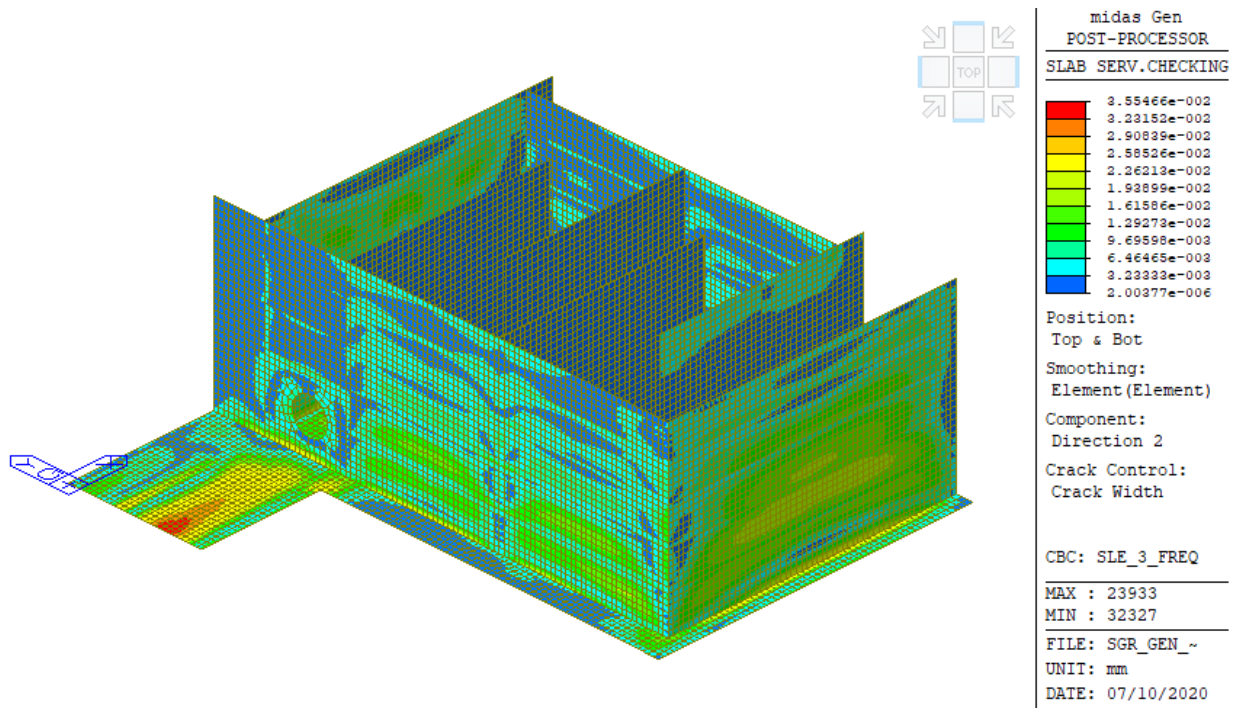
Figura 9.65 – Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-Frequente Setti esterni ($W=0.3mm$)



**Figura 9.66 – Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-
Frequente Setti esterni (W=0.3mm)**



**Figura 9.67 – Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-
Frequenti Setti interni (W=0.2mm)**



**Figura 9.68 – Rappresentazione verifiche formazione delle fessure allo SLE-
Frequenti Setti interni (W=0.2mm)**

9.9.4 Rappresentazione grafica sollecitazioni

SISMA DIREZIONE +X +Y

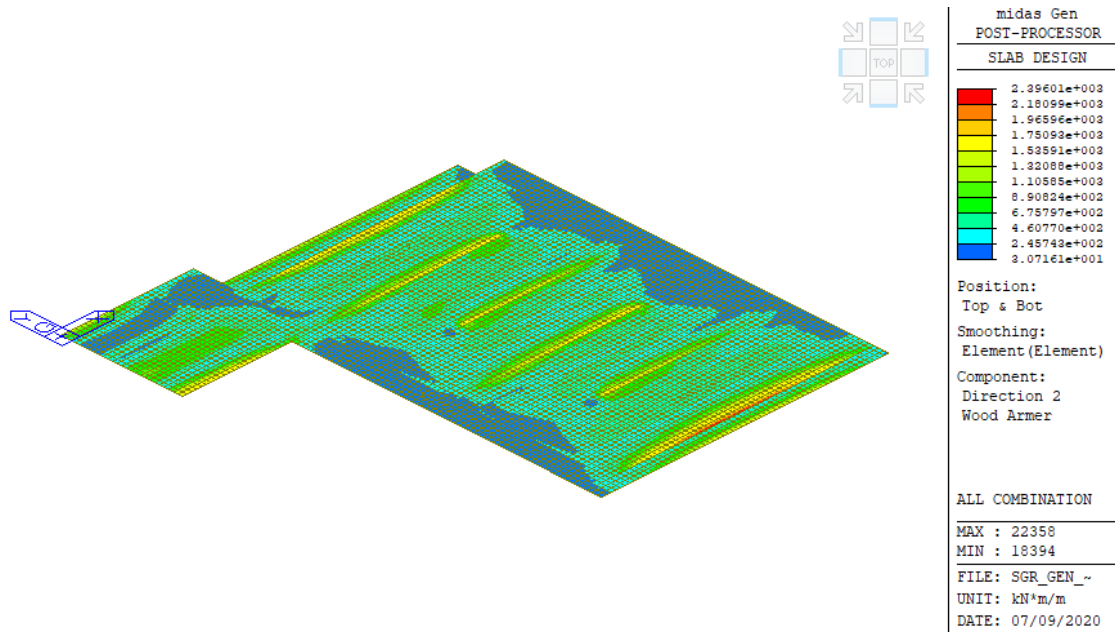


Figura 9.69 – Platea momento wood-Armer dir.2 (asse y)

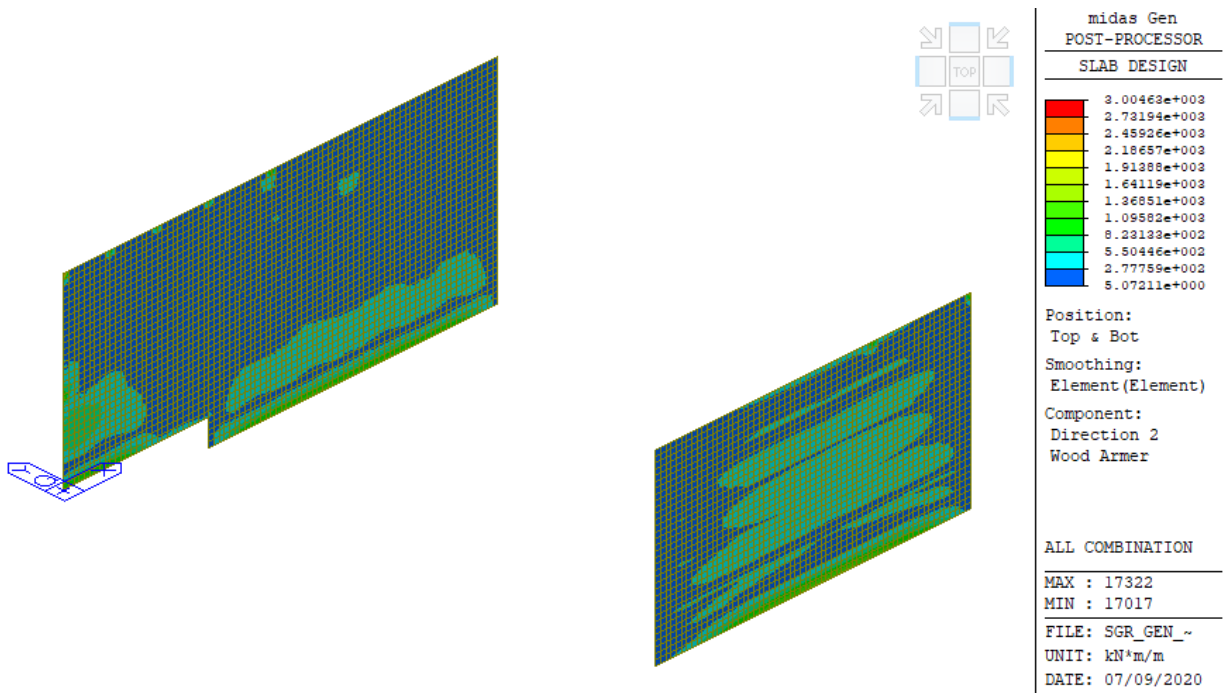


Figura 9.70 – Setti Esterni X momento wood-Armer dir.2 (verticale)

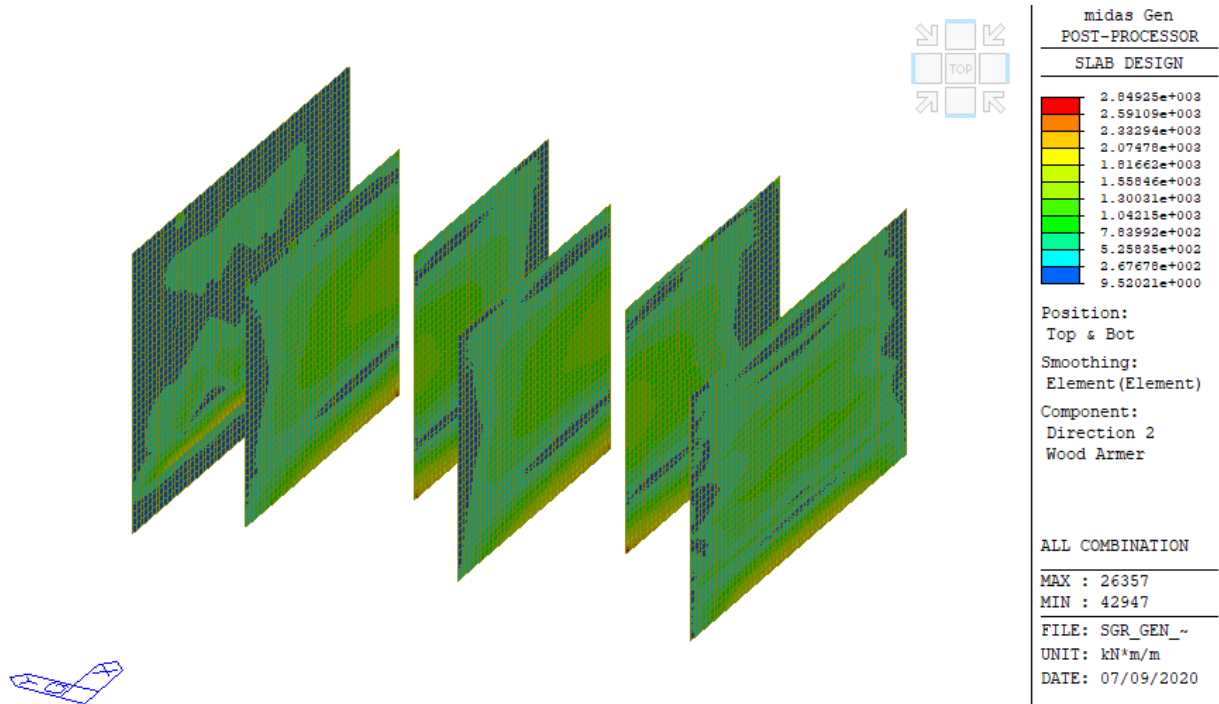


Figura 9.71 – Setti Interni X momento wood-Armer dir.2 (verticale)

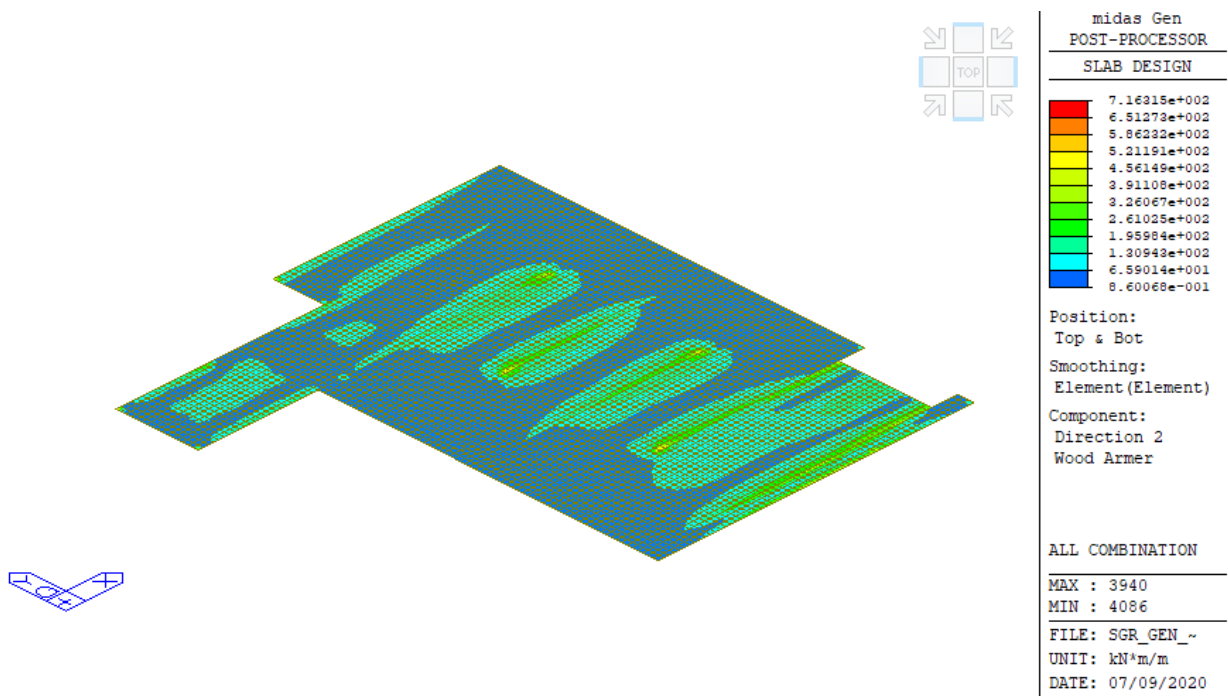


Figura 9.72 – Copertura momento wood-Armer dir.2 (asse y)



Figura 9.73 – Solai intermedi momento wood-Armer dir.2 (asse y)

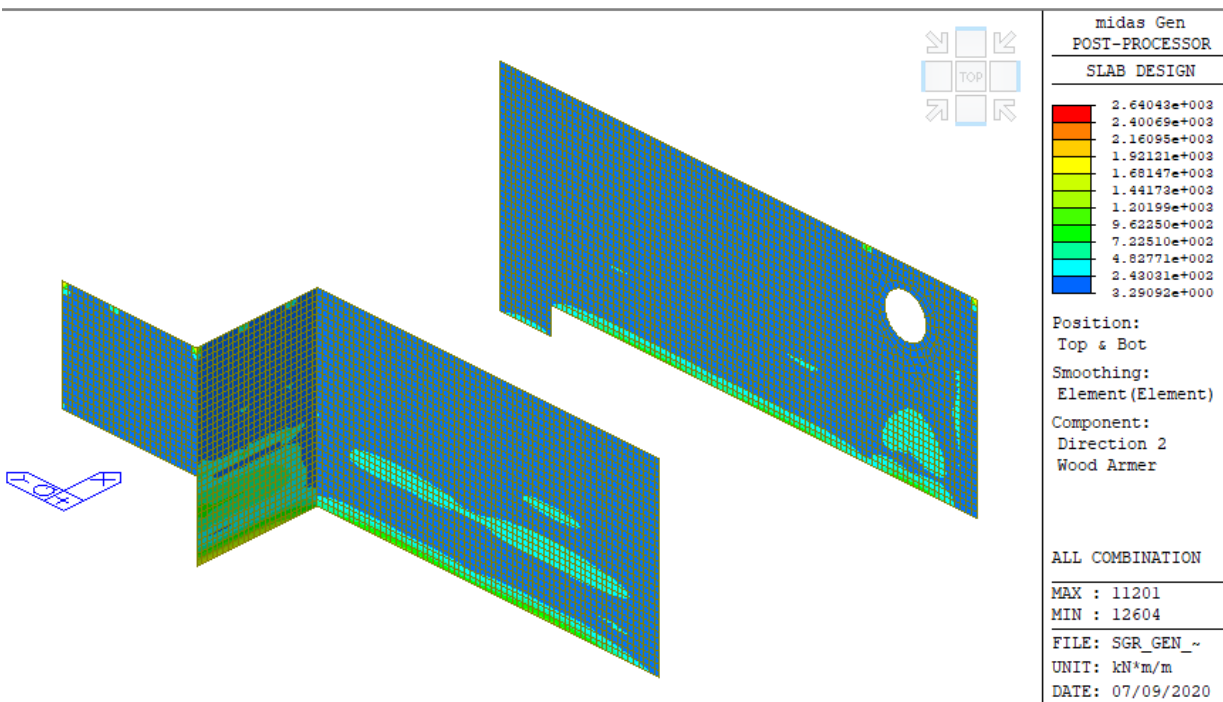


Figura 9.74 – Setti Esterni momento wood-Armer dir.2 (verticale)

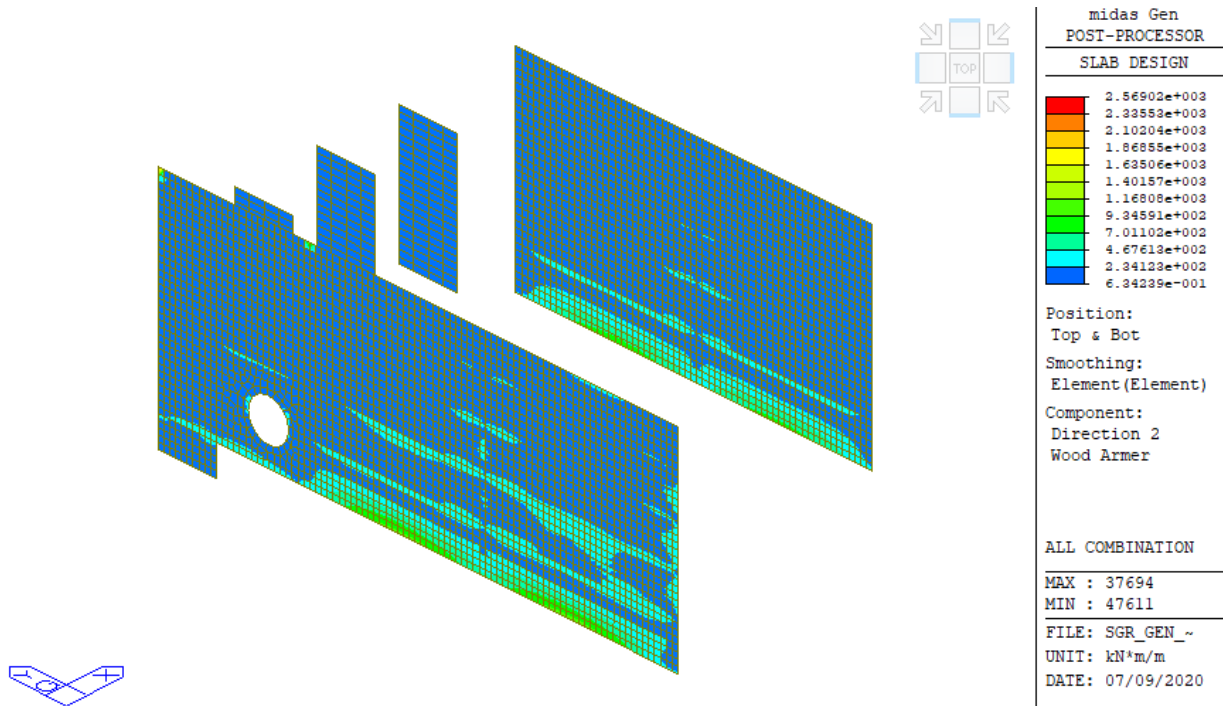


Figura 9.75 – Setti Interni Y momento wood-Armer dir.2 (verticale)

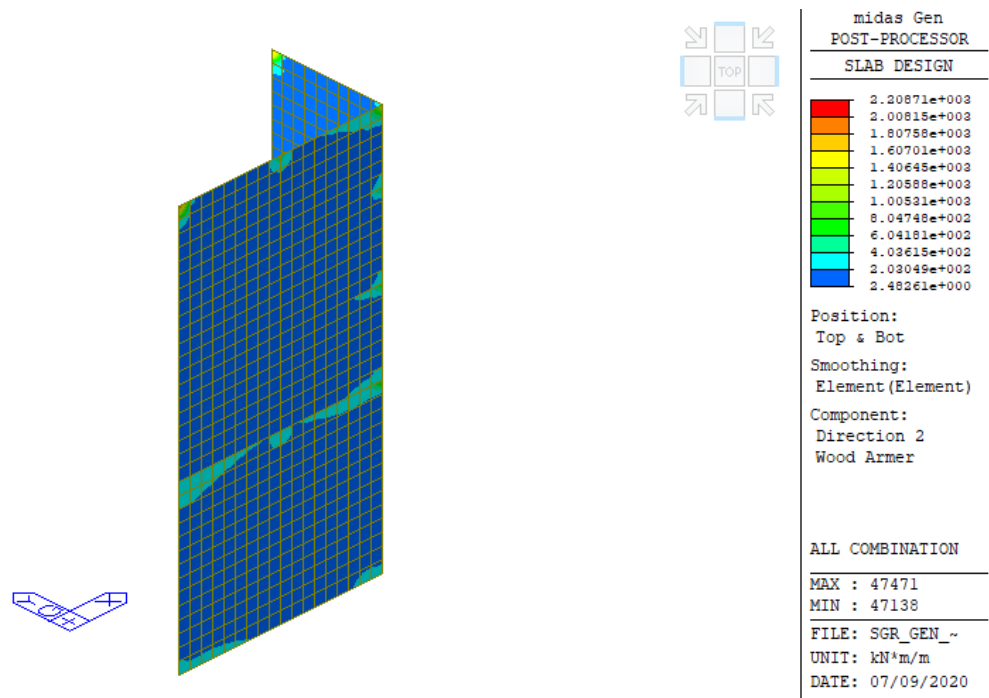


Figura 9.76 – Vano scala momento wood-Armer dir.2 (verticale)

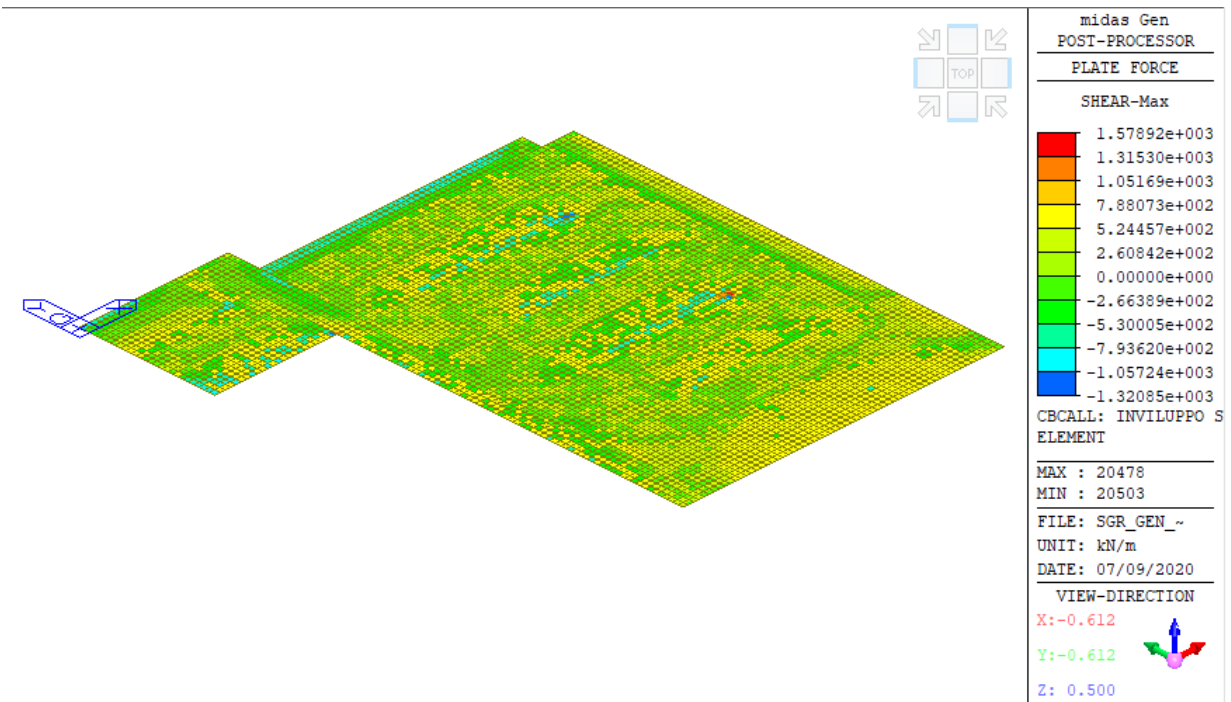


Figura 9.77 – Inviluppo Diagramma del taglio Platea

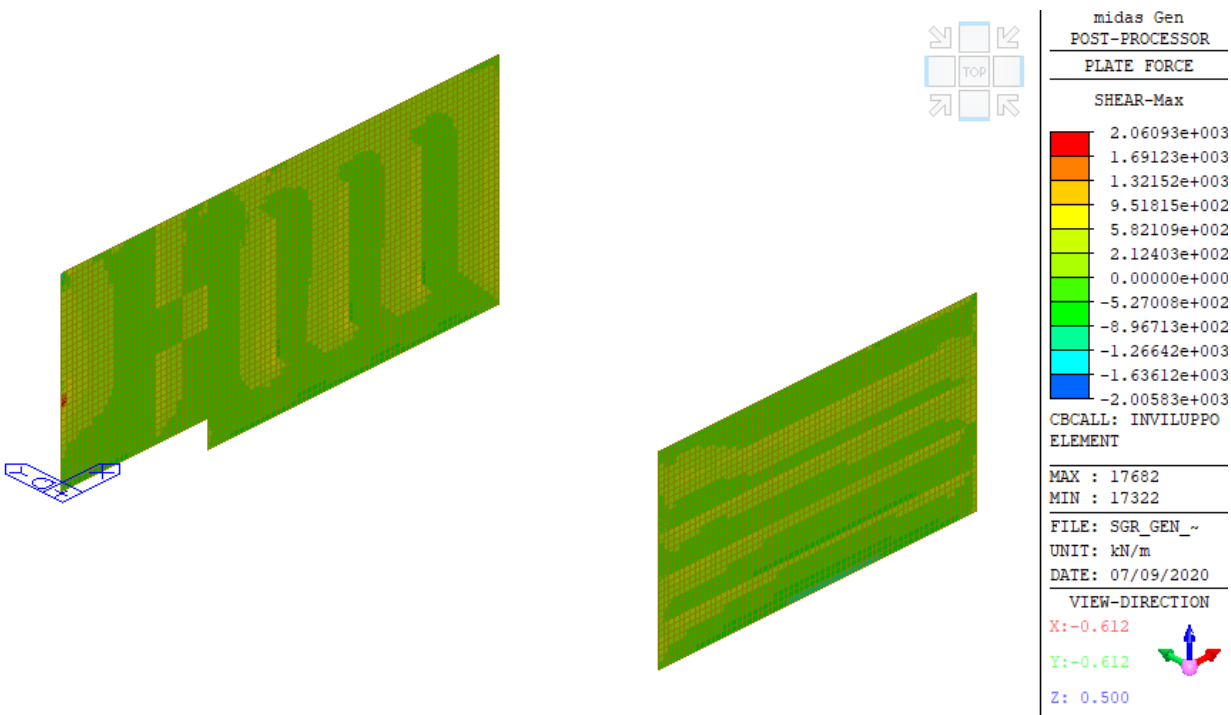


Figura 9.78 – Inviluppo Diagramma del taglio Setti esterni X

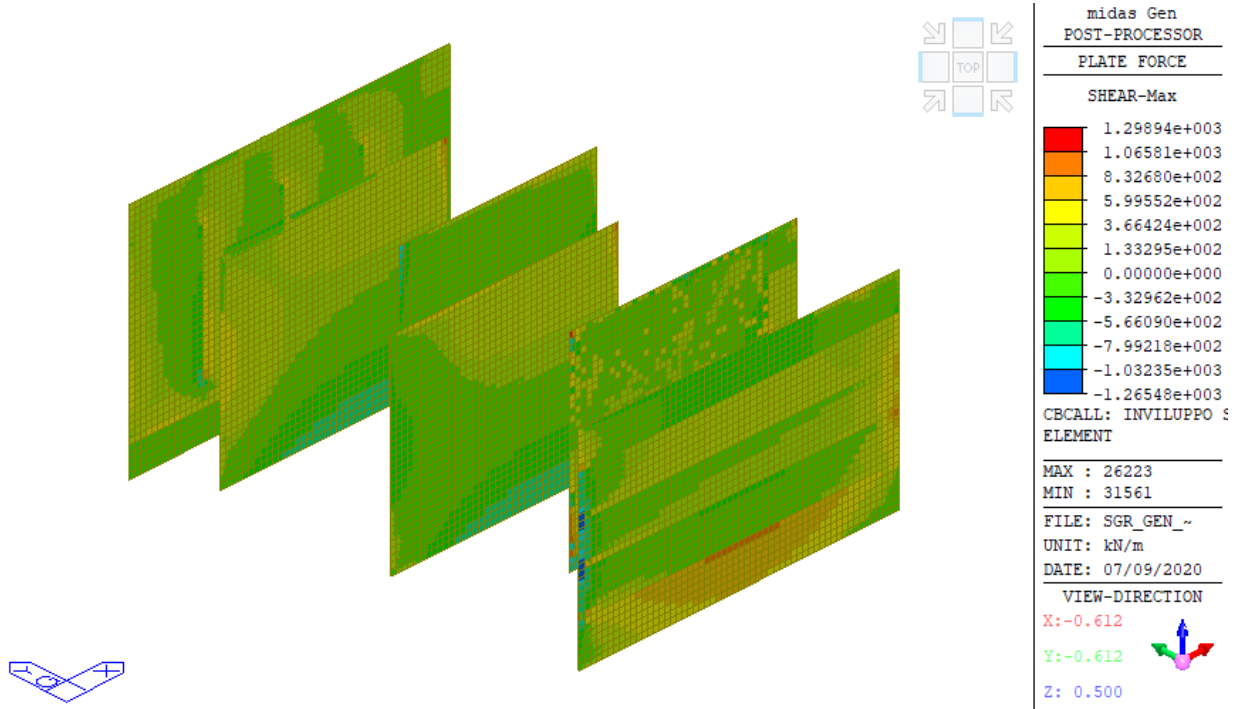


Figura 9.79 – Inviluppo Diagramma del taglio Setti interni X

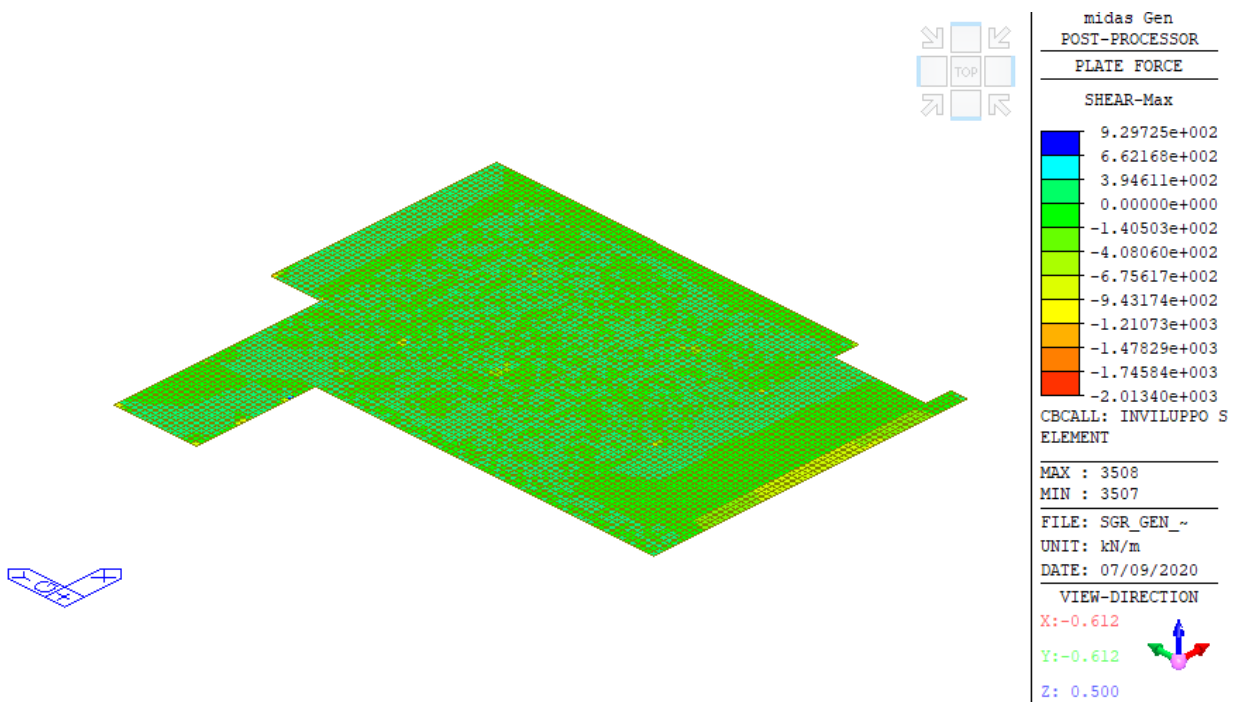


Figura 9.80 – Inviluppo Diagramma del taglio copertura

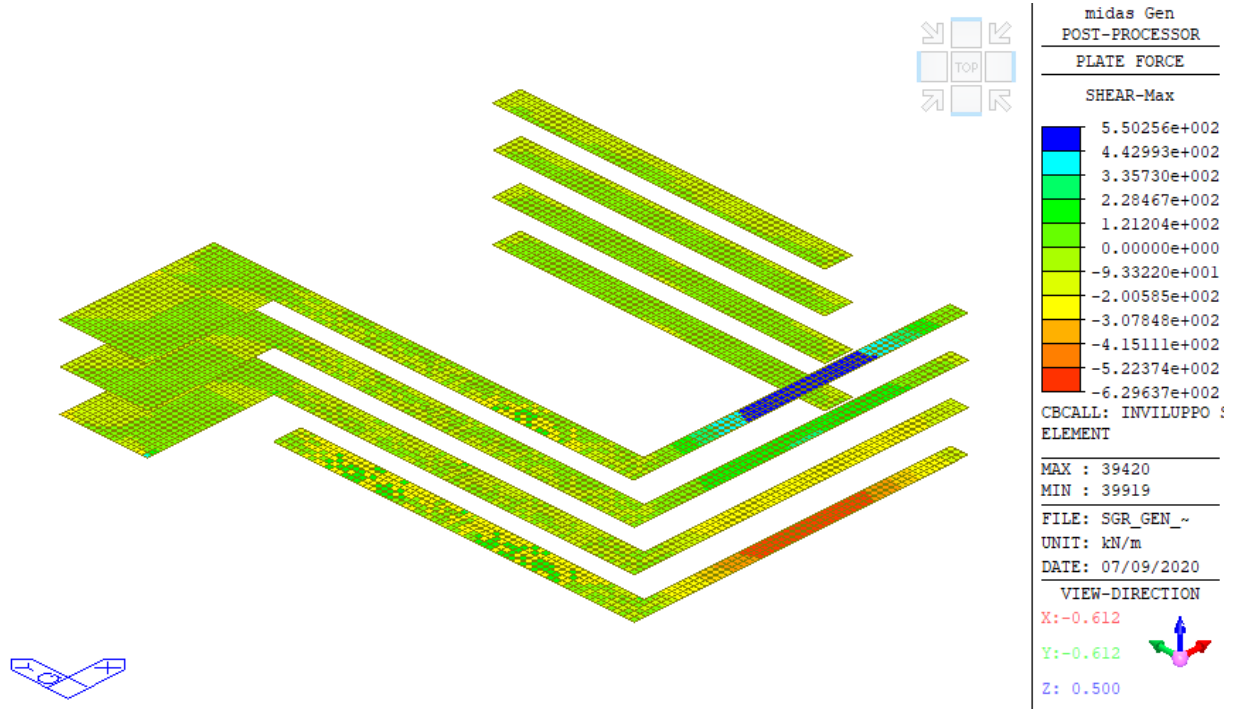


Figura 9.81 – Inviluppo Diagramma del taglio solai intermedi

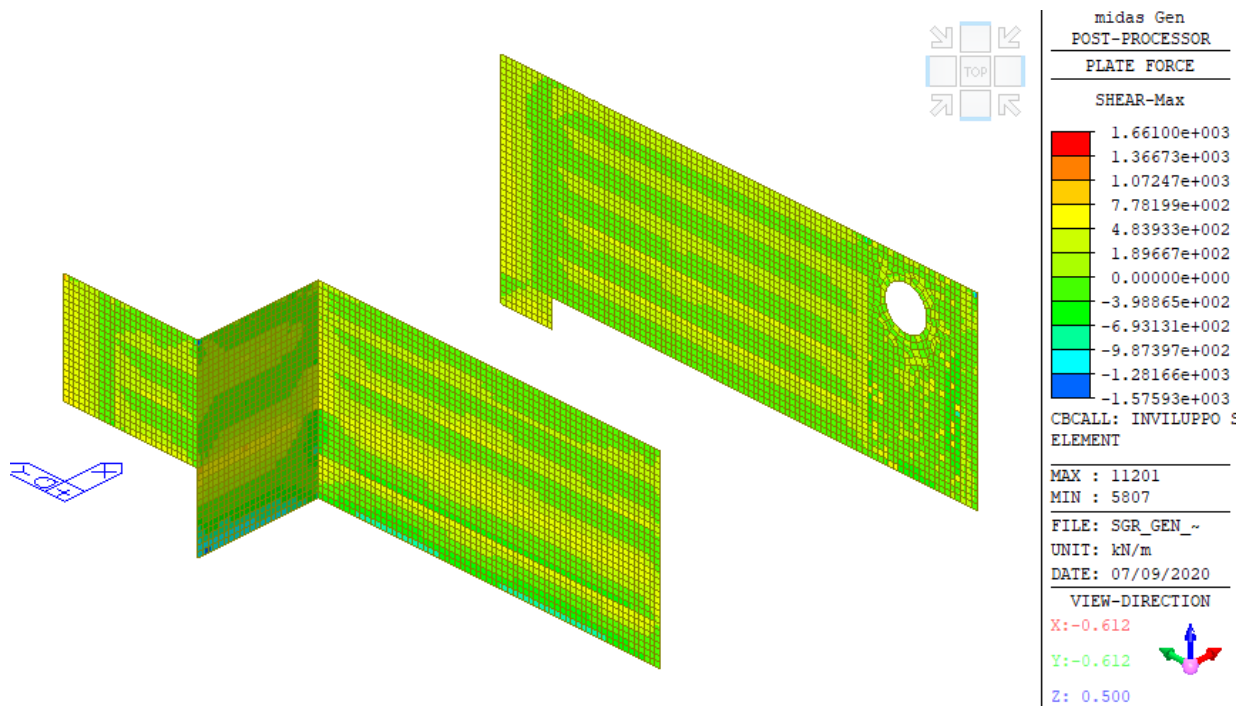


Figura 9.82 – Inviluppo Diagramma del taglio Setti esterni Y

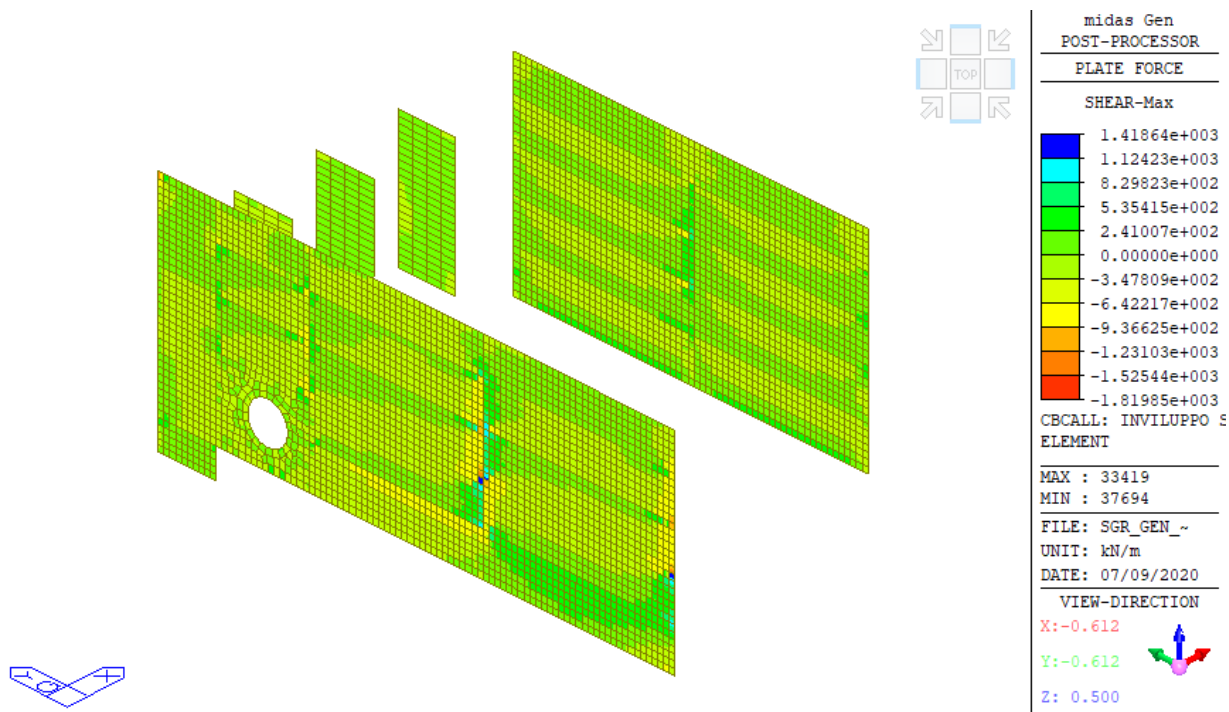


Figura 9.83 – Inviluppo Diagramma del taglio Setti interni X

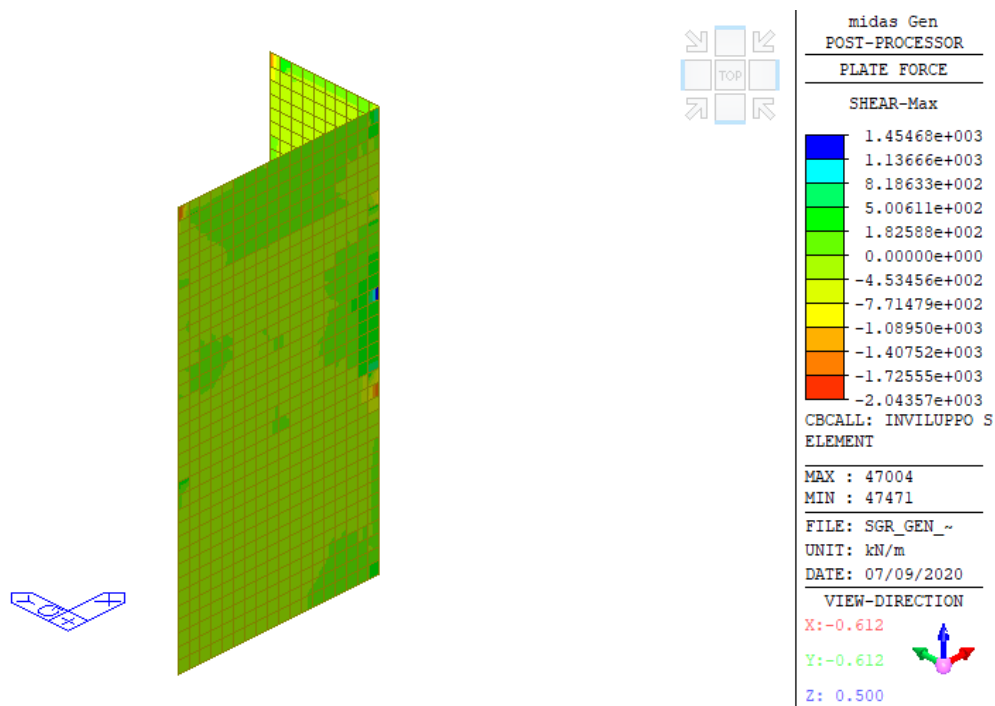


Figura 9.84 – Inviluppo Diagramma del taglio vano scala

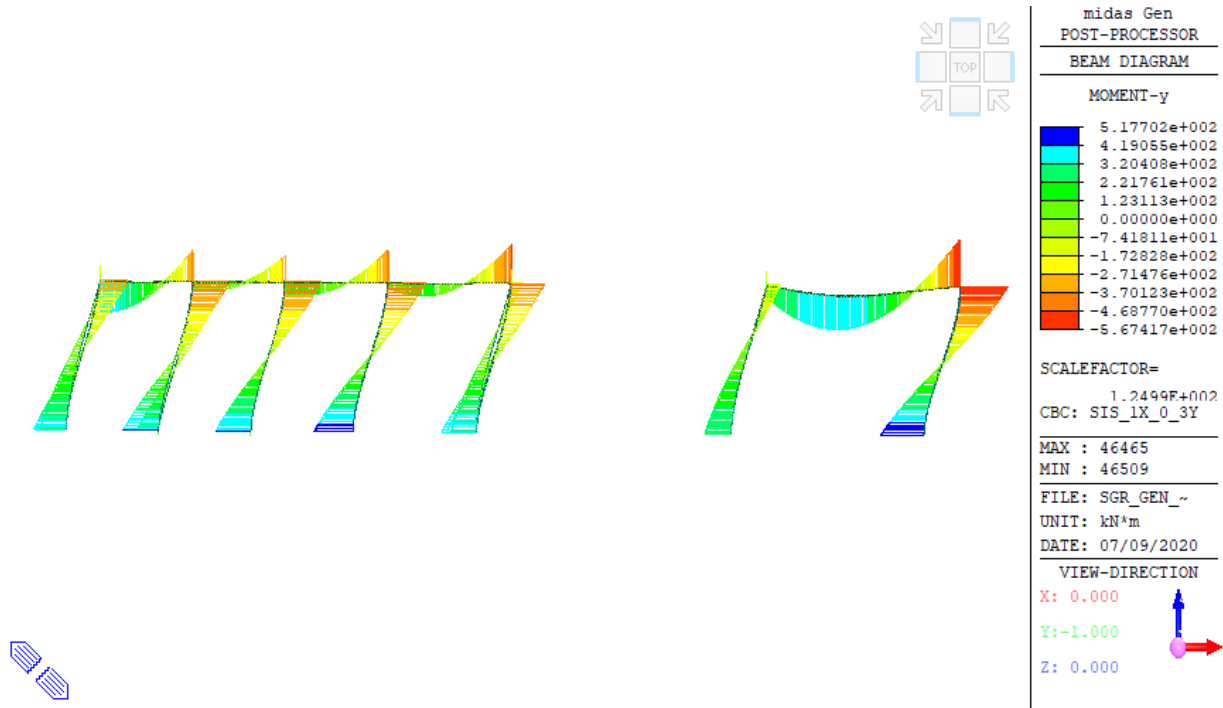


Figura 9.85 – Diagramma Momento My SLV +1X +0.3Y

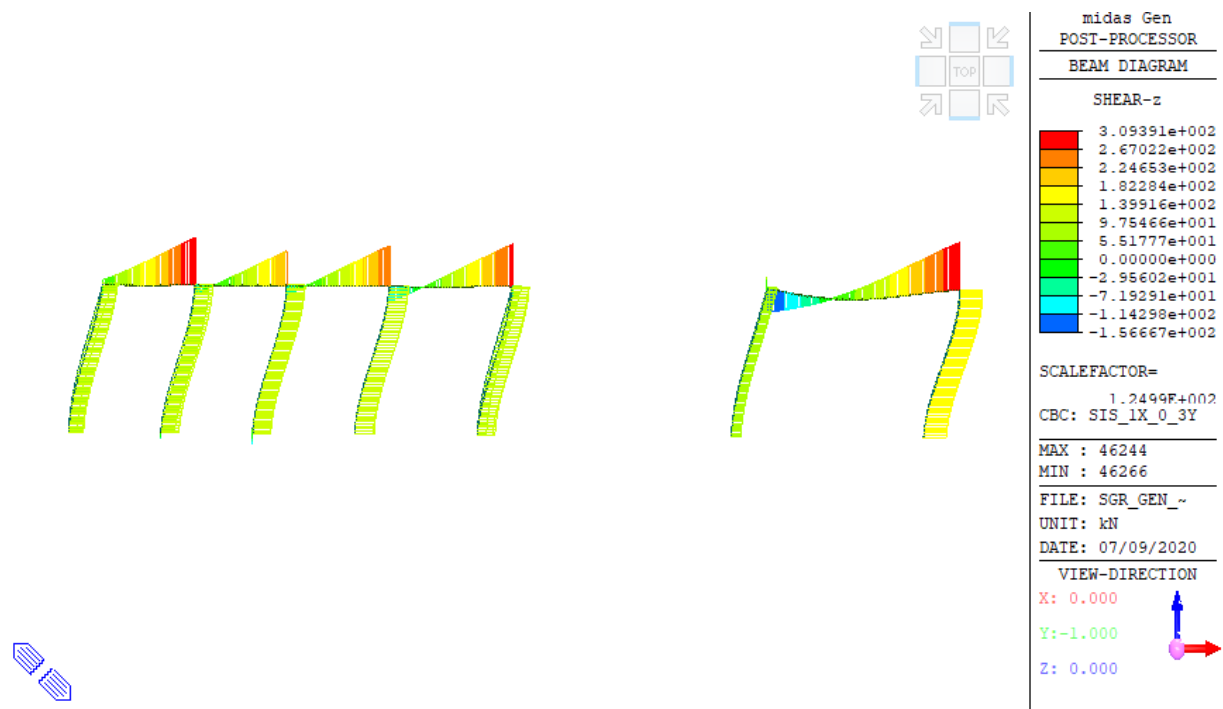


Figura 9.86 – Diagramma Taglio SLV +1X +0.3Y

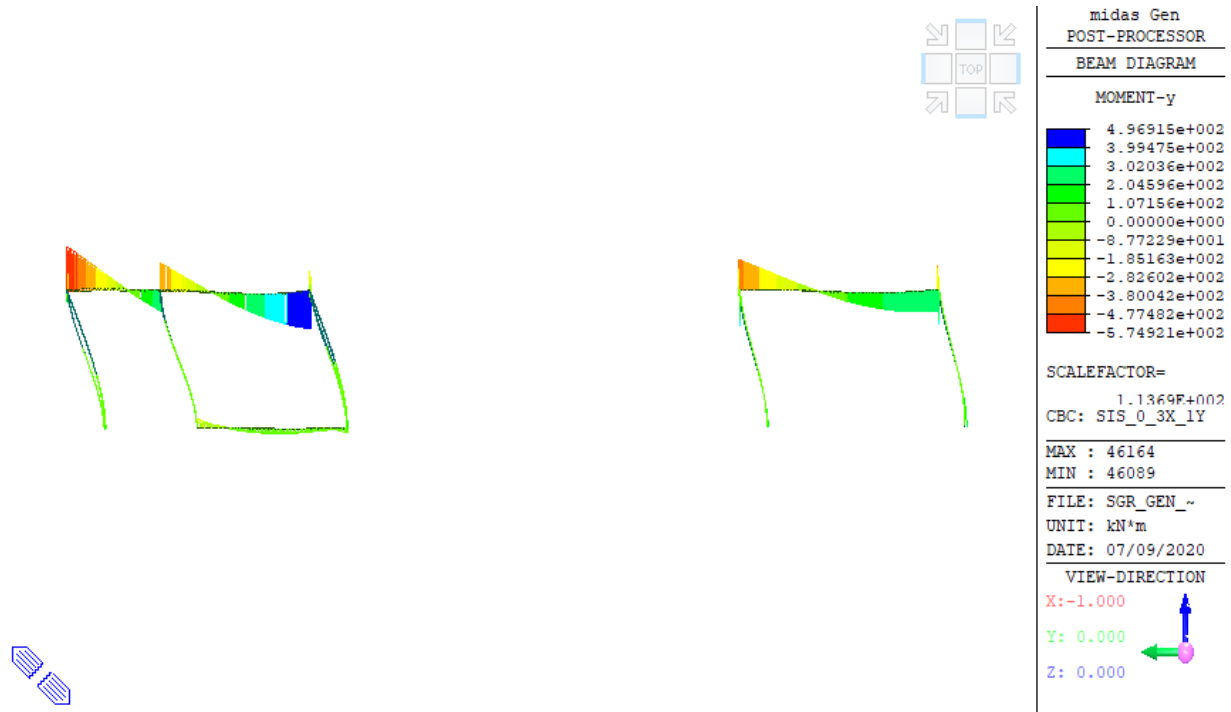


Figura 9.87 – Diagramma Momento My SLV +0.3X +1Y

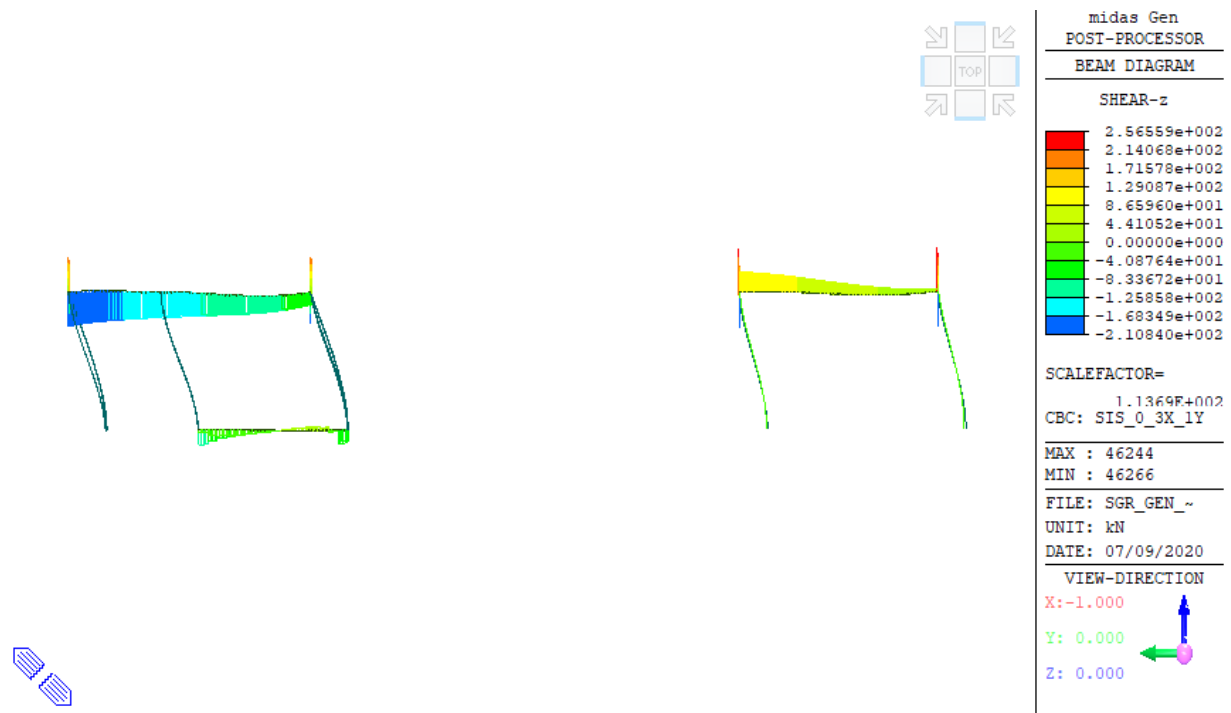


Figura 9.88 – Diagramma Taglio SLV +0.3X +1Y

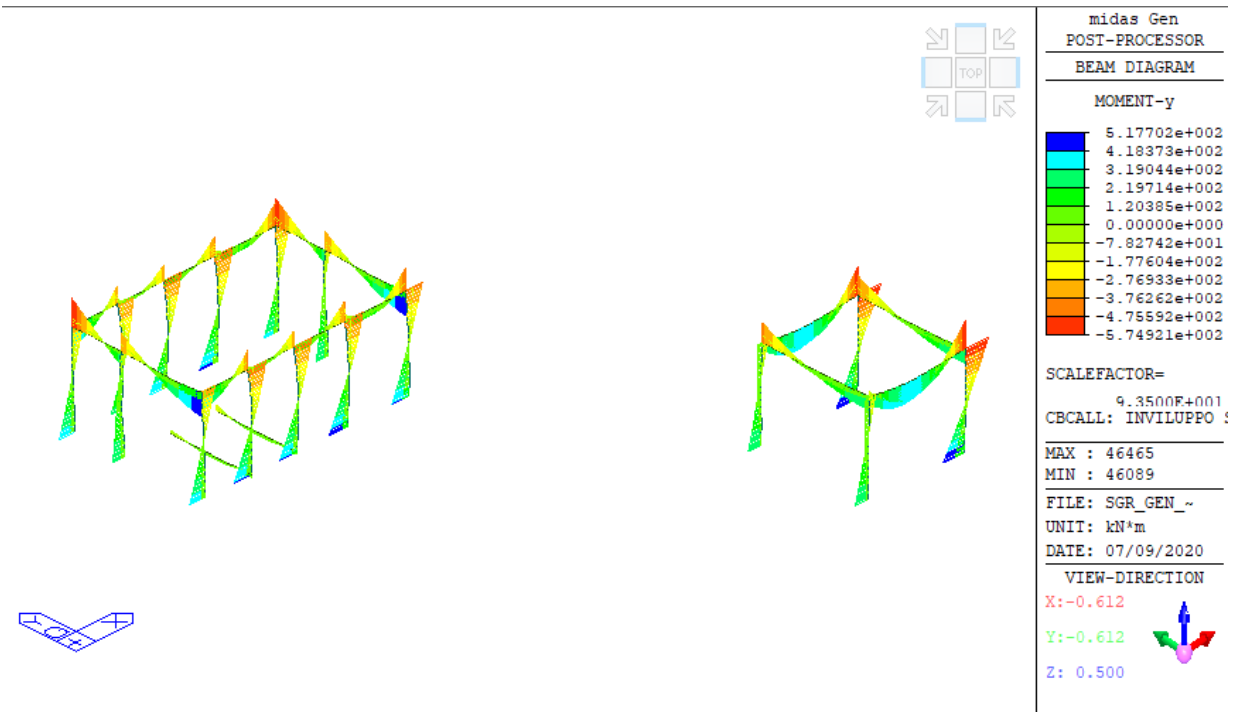


Figura 9.89 – Inviluppo Diagramma Momenti

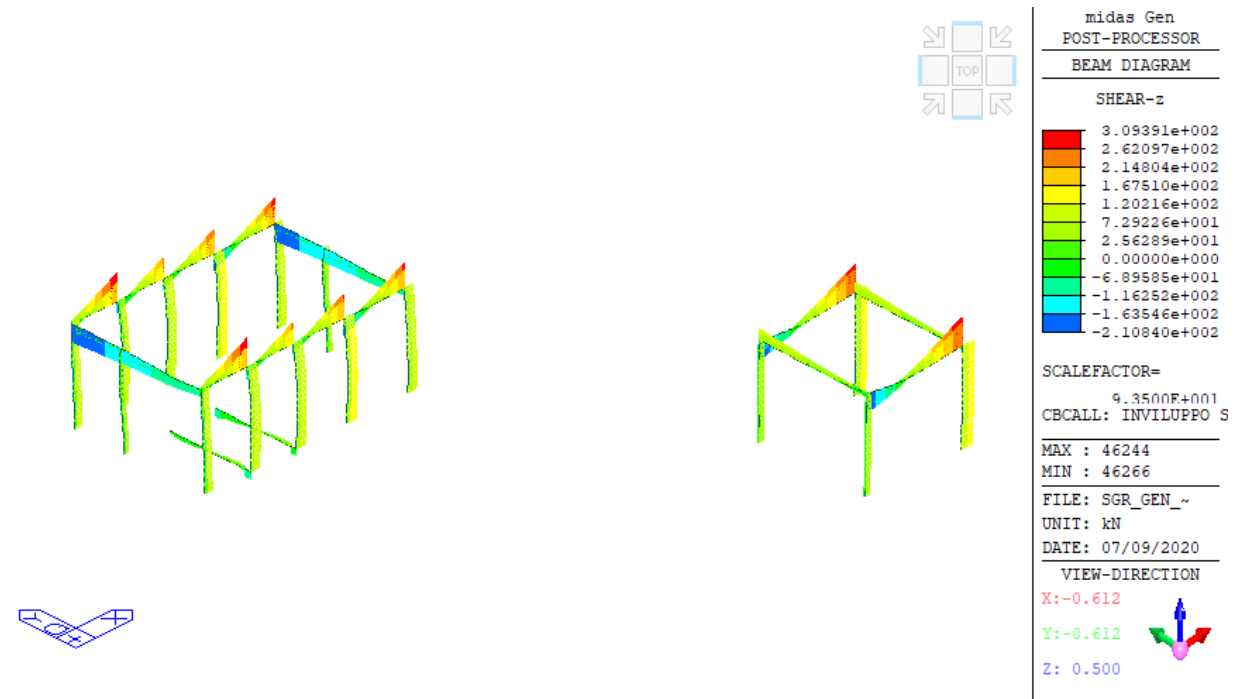


Figura 9.90 – Inviluppo Diagramma del taglio

9.9.5 Configurazione deformate

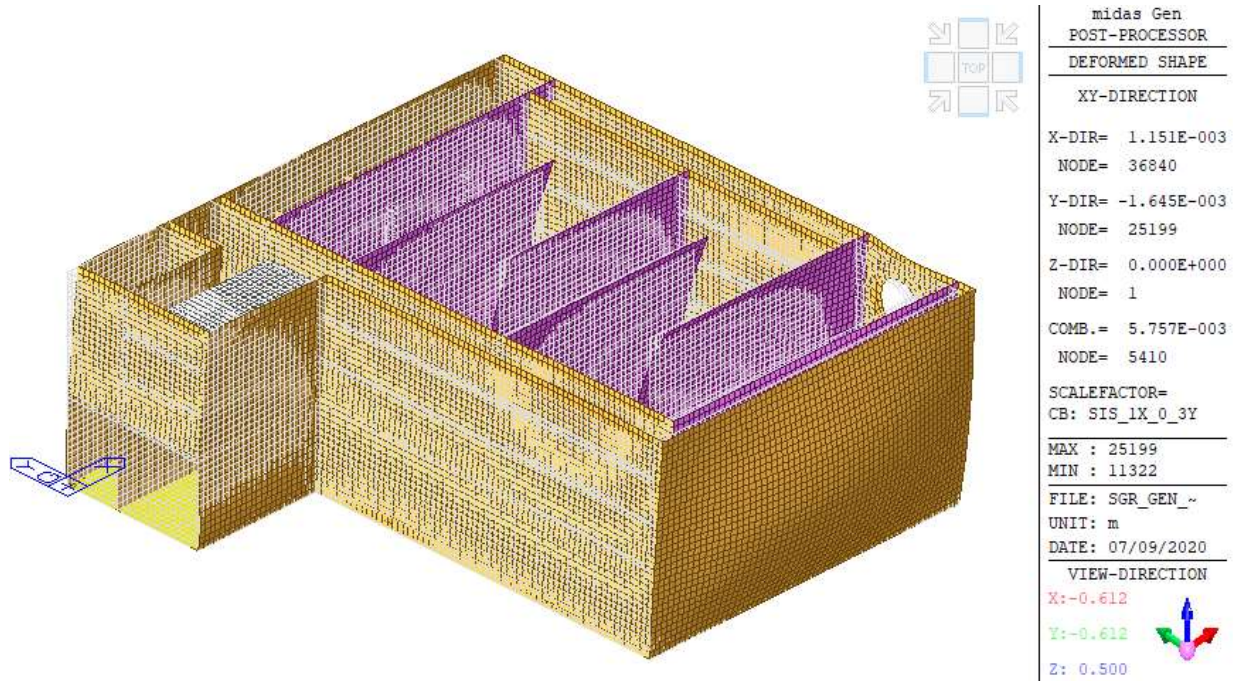


Figura 9.91 – Deformata sottostruttura SLV comb. SIS +1X +0.3Y

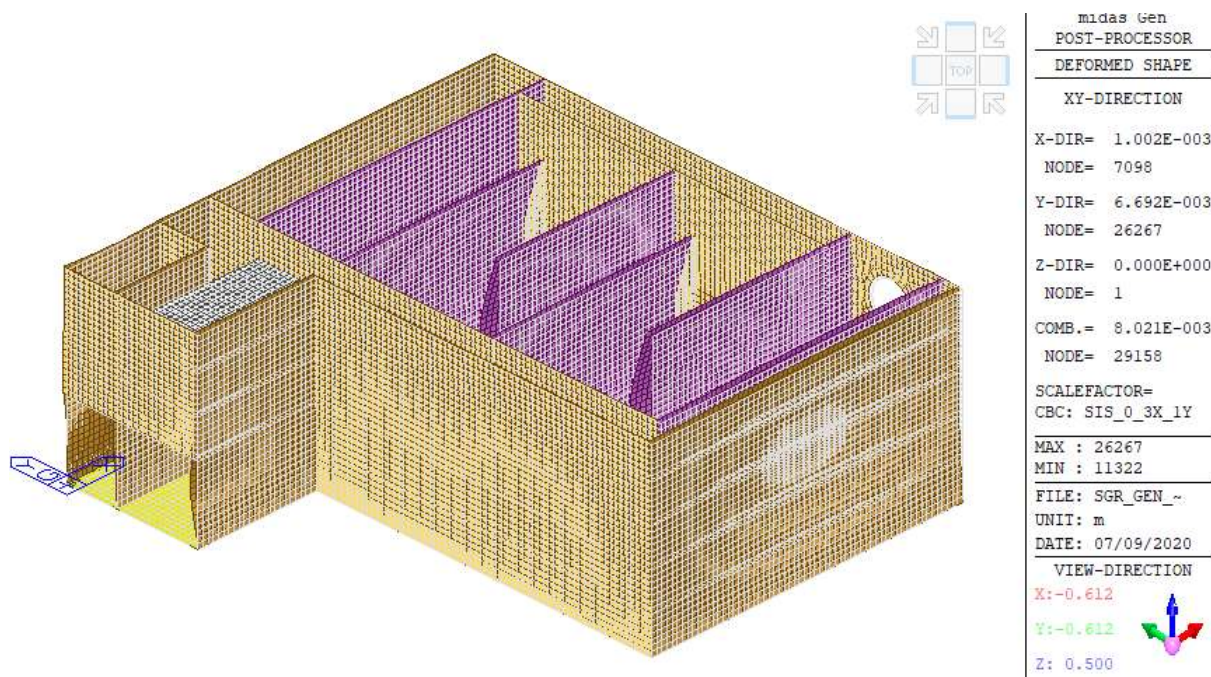


Figura 9.92 – Deformata sottostruttura SLV comb. SIS +0.3X +1Y

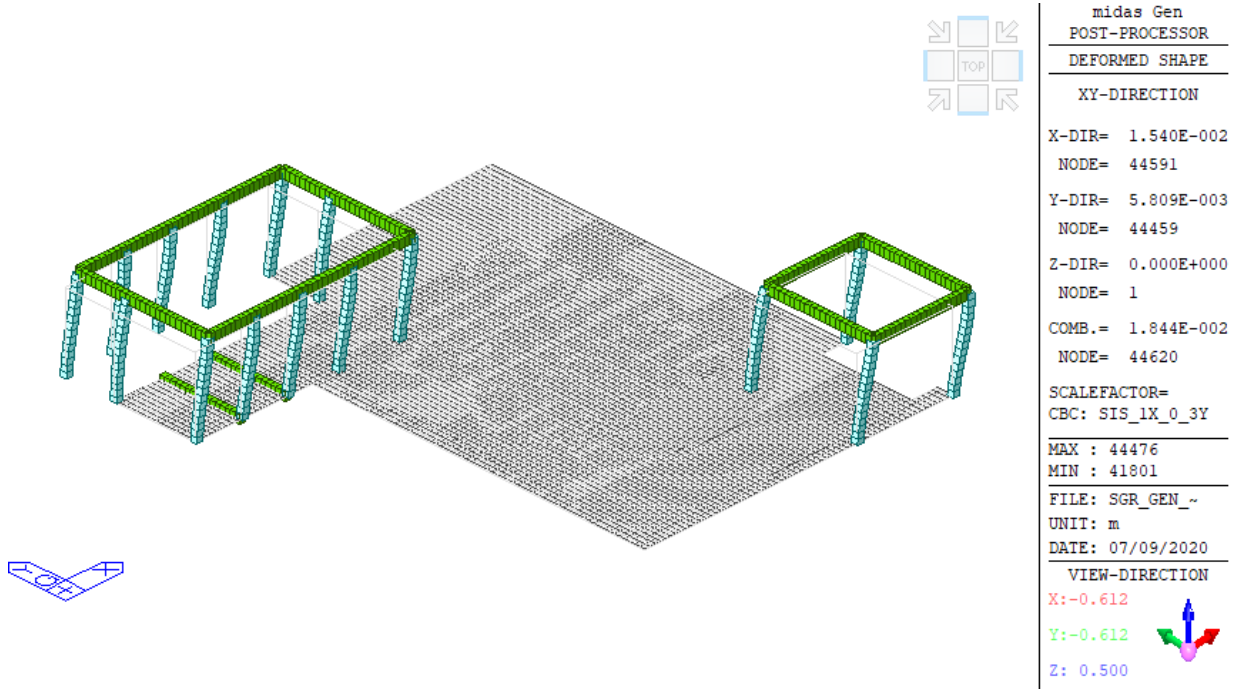


Figura 9.93 – Deformata struttura fuori terra SLV comb. SIS +1X +0.3Y

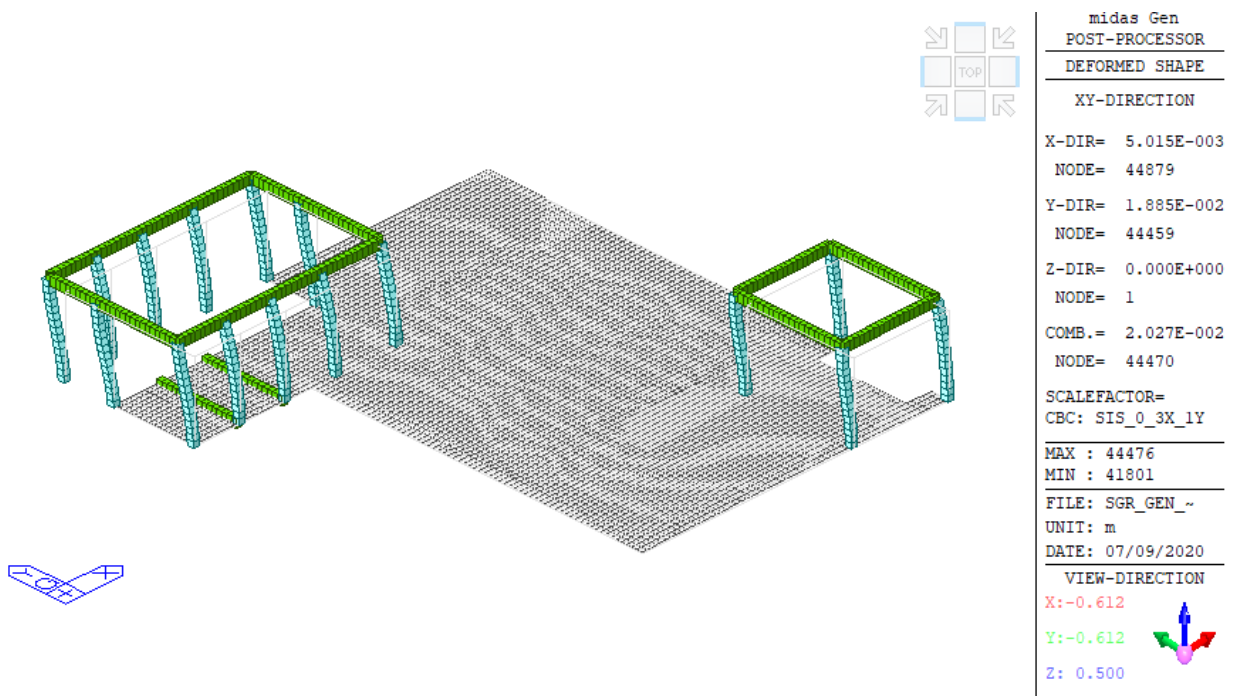
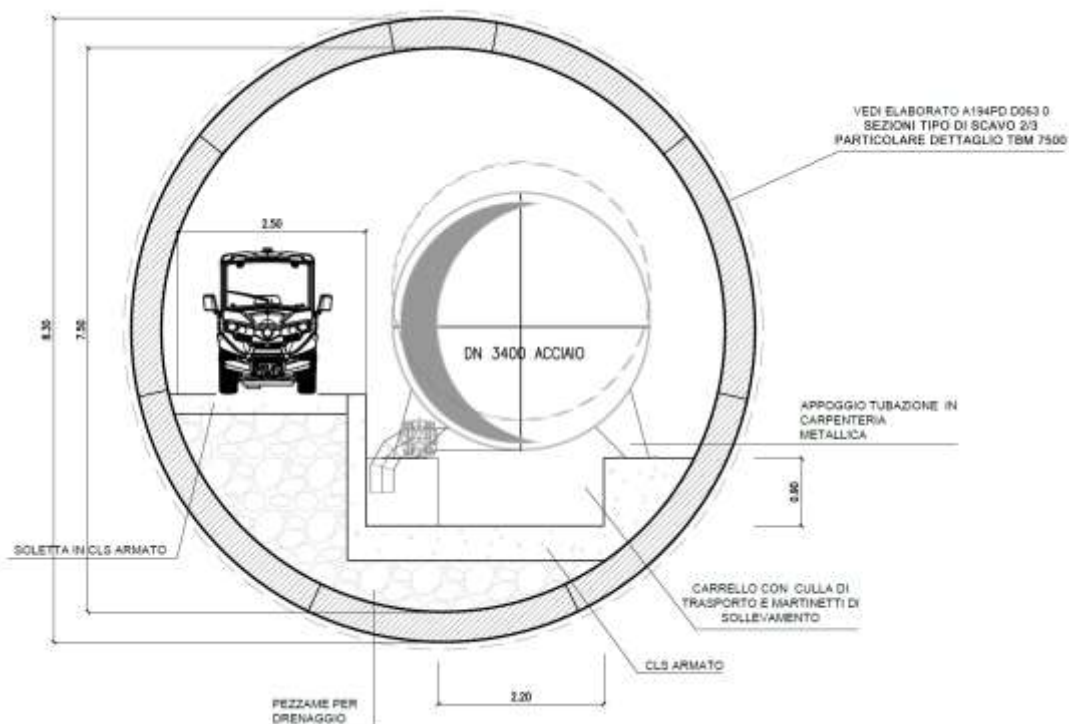


Figura 9.94 – Deformata struttura fuori terra SLV comb. SIS +0.3X +1Y

10 CONDOTTA IN ACCIAIO DN3400

Il Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera prevede il funzionamento in debole pressione (1 bar) per il tratto che va dal nodo di San Giovanni Reatino al Nodo S. Lungo questa tratta, all'interno della galleria Montevecchio di diametro interno $D=7.5$ m, sarà predisposta una tubazione in acciaio di classe S355JR avente un diametro interno DN3400 e uno spessore di 20 mm, che risulterà ispezionabile lungo tutto il tracciato, grazie all'ausilio di mezzi elettrici di servizio transitanti su una apposita carreggiata posta in adiacenza. La lunghezza totale della condotta è di circa 13380 m e coincide con la lunghezza dell'intera galleria Montevecchio; la tubazione risulta ancorata alla galleria per mezzo di corniere di irrigidimento di spessore 30mm, poste ad interasse costante e pari a 9 m.

Di seguito una sezione tipo schematica dell'insieme galleria – condotta.



**Figura 10.1 – Sezione tipo schematica galleria DN7500 – condotta in acciaio
DN3400**

Tra la base della galleria e il piede dell'appoggio è inserito un dispositivo di appoggio che consente la traslazione in direzione longitudinale allo sviluppo della condotta, mentre vincola lo spostamento nella direzione trasversale. La geometria delle corniere di irrigidimento e degli appoggi è riportata nella figura seguente: i punti di connessione tra i piedi di appoggio e il corpo della condotta formano un angolo al centro di 180° con la sezione della tubazione.

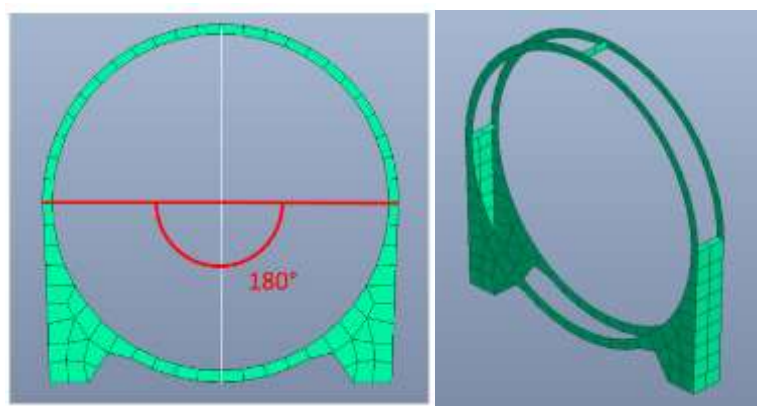


Figura 10.2 – Elementi di irrigidimento – Sp 30 mm | Interasse 9 m

L'intero sviluppo della condotta non sarà continuo, ma parzializzato in tratti lunghi 300 m; all'interno di ogni tratto saranno inseriti un compensatore di spostamento (alla fine del tratto, in adiacenza al punto fisso del tratto successivo) e un punto fisso (all'inizio del tratto), utili rispettivamente ad assecondare gli spostamenti derivati dalle azioni di progetto senza causare ulteriori incrementi tensionali nella struttura e ad assorbire le sollecitazioni derivanti dai contributi attritivi dei singoli appoggi scorrevoli.

Nello specifico, mentre le singole corniere di irrigidimento sono libere di scorrere longitudinalmente, il punto fisso è costituito da 3 corniere ad interasse ridotto (1.60 m) ancorate alla base, che impediscono quindi qualsiasi tipo di spostamento alla struttura, di seguito alcuni schemi esplicativi delle tipologie di appoggio e punto fisso.

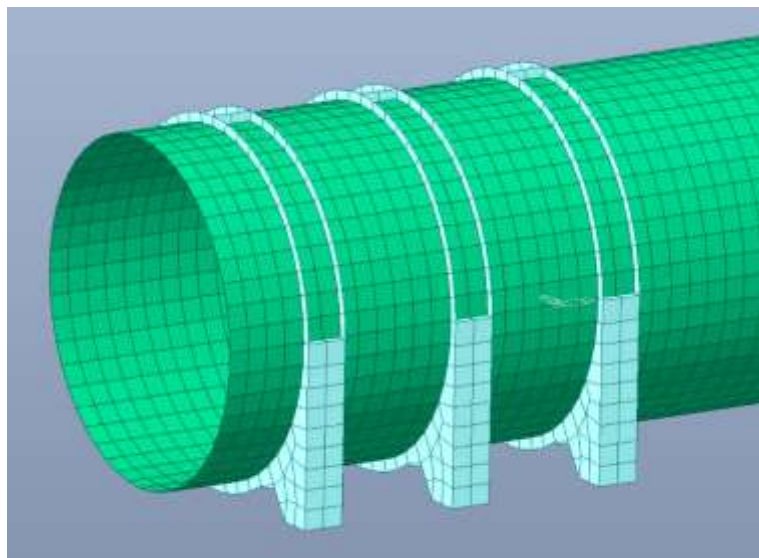


Figura 10.3 – Punti fissi – corniere inghisate alla base | Interasse 1.60 m

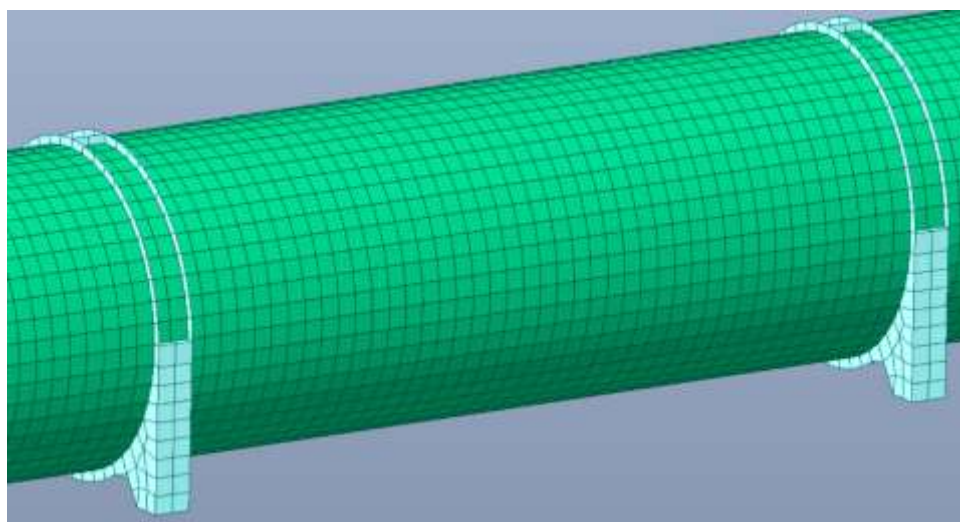


Figura 10.4 – Appoggi intermedi – corniere su appoggi scorrevoli longitudinalmente | Interasse 9 m

Nel presente capitolo sono ripercorse le analisi parametriche, gli schemi di calcolo, le analisi svolte e le verifiche sulla condotta in acciaio che hanno portato alla scelta dei materiali, degli spessori e delle geometrie appena descritte.

10.1 Inquadramento Geologico Tecnico

Lo scavo della galleria Monte Vecchio avverrà in diverse formazioni geologiche, sintetizzate sulla base dei caratteri di similitudine ed assimilabilità litologica, con particolare riferimento alla proporzione marnosa-calcareo, congiuntamente ai parametri geomeccanici rilevati in affioramento. Di seguito sono elencate le unità proposte:

- Unità Litotecnica delle Scaglie Detritiche (SCZ): presentano un'alta variabilità al loro interno dell'indice J_v , a tratti fortemente fratturate e, come evidenziato dal rilevamento geologico, comprendono zone con numerose strutture plicative di tipo parassita a piccola e meso-scala;
- Unità Litotecnica delle Formazioni carbonatiche fratturate (DPO, MAI, SBI, SAA): presentano una minore dispersione all'interno delle singole formazioni del valore dell'indice J_v ed una maggiore omogeneità nel rispettivo valor medio;
- Unità Litotecnica delle Formazioni con stratificazione alternata prevalentemente arenacee e marnose (VAS, FUC): le deformazioni associate possono seguire sia le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso sia essere guidate dalla presenza di piani di debolezza marnosi. Inoltre si evidenzia come, all'interno di questa Unità Litotecnica, la componente marnosa abbia funzione di acquiclude nei confronti della circolazione idrica sotterranea;

Con l'esecuzione di un rilevamento geomeccanico-geotecnico di dettaglio, è stato possibile identificare fasce di cataclaste, caratterizzate da roccia altamente fratturata, la quale può affiorare a cavallo degli elementi tettonici principali per una fascia dell'ordine massimo di circa 20 m, la cui parametrizzazione è di seguito riportata.

Tabella 10.1 – Caratteristiche fisico-meccaniche delle fasce cataclastizzate

	γ_s (g/cm ³)	σ_c (MPa)	J_v (1/m ³)	RMR	GSI	Mi	c' (MPa)	ϕ' (degrees)	E_s (MPa)
FASCE CATACLASTICHE	2.51	61.15	=50	41 (III)	25	7 (Chalk)	1.67	20.34	1050.38

Secondo quanto riportato al cap.8 della relazione geologica per tutto lo sviluppo delle gallerie scavate con metodo meccanizzato (TBM) per la realizzazione dell'Acquedotto, non risultano segnalate faglie attive e/o capaci.

Le formazioni carbonatiche della Maiolica, della Scaglia Bianca e della Scaglia Rossa, rappresentano le unità interessate dallo scavo che presentano migliori caratteristiche meccaniche.

Tabella 10.2 – Caratteristiche fisico-meccaniche degli ammassi rocciosi attraversati.

UNITÀ MESOZOICHE		Quadro di sintesi del rilevamento geomeccanico effettuato. I valori sono la media dei singoli valori ottenuti dalle stazioni geomeccaniche								
Unità litotecnica	Descrizione	n° stazioni	γ_n (kN/m ³)	σ_c (MPa)	f_t (MPa)	RMR	GSI	c' (MPa)	ϕ' (°)	E_m (MPa)
SCZ	Calcari marnosi e marne calcaree di colore grigio e marrone	6	26.0	82.90	4.61	III (51.16)	45	3.67	27	9421
MAI (+POD)	Calcari micritici ben stratificati	7	26.0	74.92	4.16	III (51.83)	49	3.59	28	10361
SBI	Calcari e calcari marnosi di colore bianco	7	25.8	85.10	4.73	III (51.42)	51	3.91	28	9836
SAA	Calcari micritici, calcari marnosi e marne di colore rosa, arancione e nocciola	3	25.9	75.21	4.18	III (53.33)	48	3.14	27	6015
VAS	Calcari marnosi, marne e marne argillose dal rosa, al rosso al grigio	2	26.3	105.46 *	5.86 *	III (51.00)	28	3.07	21	1348
FUC	Calcari, calcari marnosi, marne e marne argillose policrome	1	25.7	101.40 *	5.63 *	III (48.00)	25	2.78	20	1050

* Parametri di resistenza ottenuti dalle prove di Point Load condotte sulle formazioni che presentano alterazione, in quanto riferiti alla sola componente arenacea

K₁₁ Litologia: MAI GSI: 55 RMR: 56 (III) Jv: 12	K₁₆ Litologia: SAA GSI: 50 RMR: 51 (III) Jv: 15	K₁₉ Litologia: VAS GSI: 40 RMR: 53 (III) Jv: 7.2	K₂₇ Litologia: MAI GSI: 60 RMR: 60 (III) Jv: 8.8	K₁₃ Litologia: FUC GSI: 30 RMR: 48 (III) Jv: 18	K₁₇ Litologia: MAI GSI: 35 RMR: 43 (III) Jv: 18.4	K₂₄ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 41 (III) Jv: 22.9	K₂₈ Litologia: MAI GSI: 25 RMR: 41 (III) Jv: 24	K₁₅ Litologia: SBI GSI: 45 RMR: 51 (III) Jv: 14.9	K₁₈ Litologia: SBI GSI: 55 RMR: 56 (III) Jv: 12.6	K₂₅ Litologia: SBI GSI: 60 RMR: 56 (III) Jv: 10.8
---	---	--	--	---	---	---	---	---	---	---

Nella figura seguente è presente uno stralcio del profilo geomeccanico delle gallerie in questione.

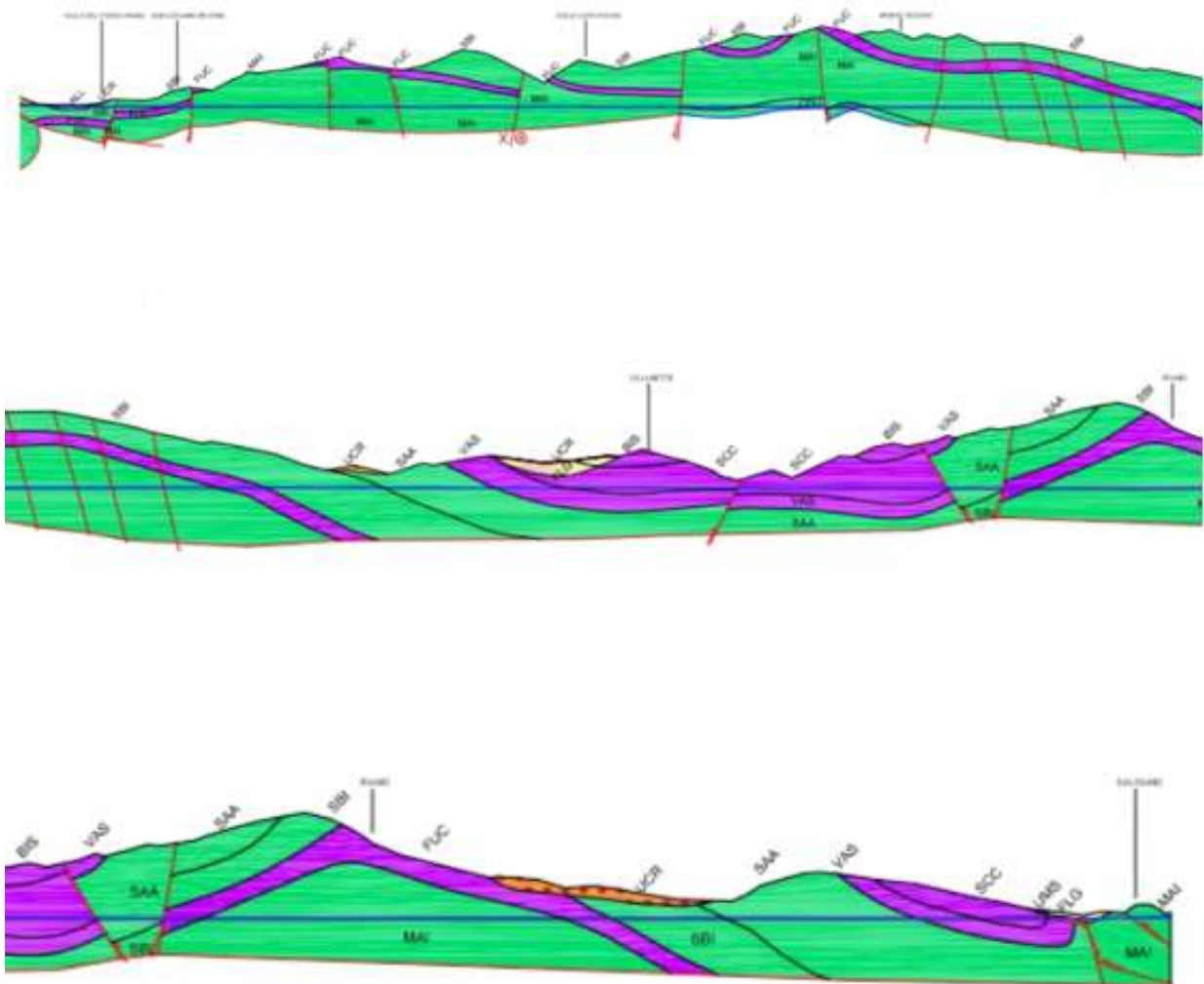


Figura 10.5 – Profilo geologico attraversato dalla galleria Montevecchio

Per maggiori dettagli sulle formazioni attraversate durante il percorso, si rimanda alla relazione geologica.

10.2 Materiali, processi di produzione e finiture

La condotta prevista all'interno della galleria Montevecchio è realizzata in acciaio S355JR, ha un diametro interno di 3400mm, uno spessore di 20mm e verrà posata su corniere, poste ad un interasse di 9m, realizzate anch'esse in acciaio di spessore 30mm.

Al fine di assecondare gli spostamenti derivanti dall'azione sismica e da eventuali variazioni termiche, lo sviluppo totale della condotta (di circa 13km) è stato suddiviso in tratte di lunghezza 300m tramite l'inserimento di appositi compensatori di dilatazione.

Gli appoggi ad interasse regolare di 9 metri, per consentire il manifestarsi delle deformazioni longitudinali indotte dall'azione termica, permettono il solo scorrimento longitudinale lungo l'asse della condotta e ne inibiscono i movimenti trasversali.

A titolo esemplificativo si riporta una immagine relativa al modello agli elementi finiti, utilizzato per le verifiche strutturali e avente le caratteristiche geometriche sopra descritte, che verrà presentato nel prosieguo della relazione.

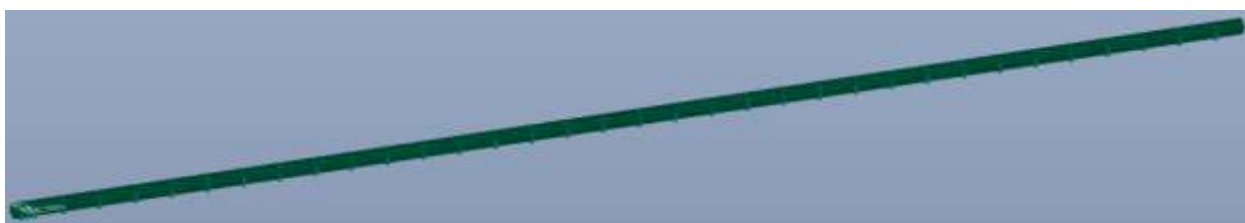


Figura 10.6 – Modello FEM per verifiche strutturali – $L_{tot} = 300\text{ m}$ | Appoggi 9 m

10.2.1 Acciaio per la condotta

Gli acciai che possono essere utilizzati per la realizzazione di condotte di grande diametro sono quelli che seguono la norma UNI EN 10025-2, il grafico seguente rappresenta il comportamento meccanico delle diverse tipologie di acciaio.

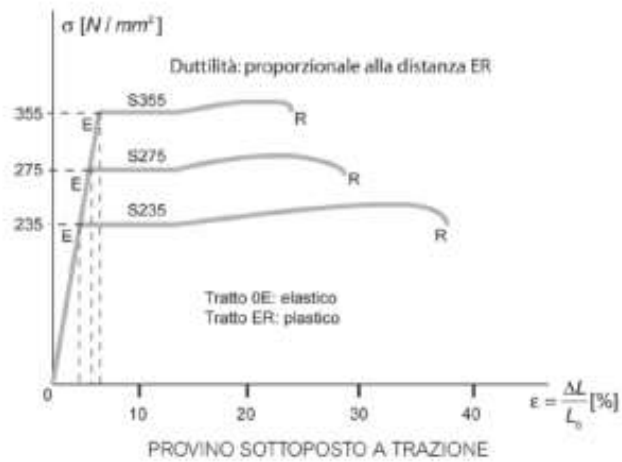


Figura 10.7 – Diagrammi tensione-deformazione per le diverse classi di acciaio

La condotta prevista nel progetto sarà realizzata in acciaio S355JR.

Le tabelle seguenti riassumono la composizione chimica e le caratteristiche meccaniche dell'acciaio selezionato.

Tabella 10.3 - Composizione chimica e caratteristiche meccaniche dell'acciaio S355JR

GRADO DELL'ACCIAIO STEEL GRADE	COMPOSIZIONE CHIMICA CHEMICAL COMPOSITION						
Designazione Steel quality	C* max%	Si max%	Mn max%	P max%	S max%	N max%	Cu max%
S235JR	0,17	-	1,40	0,035	0,035	0,012	0,55
S235JO	0,17	-	1,40	0,030	0,030	0,012	0,55
S235J2	0,17	-	1,40	0,025	0,025	-	0,55
S275JR	0,21	-	1,50	0,035	0,035	0,012	0,55
S275JO	0,18	-	1,50	0,030	0,030	0,012	0,55
S275J2	0,18	-	1,50	0,025	0,025	-	0,55
S355JR	0,24	0,55	1,60	0,035	0,035	0,012	0,55
S355JO	0,20	0,55	1,60	0,030	0,030	0,012	0,55
S355J2	0,20	0,55	1,60	0,025	0,025	-	0,55

GRADO DELL'ACCIAIO STEEL GRADE	CARATTERISTICHE MECCANICHE A TEMPERATURA AMBIENTE MECHANICAL PROPERTIES AT ROOM TEMPERATURE				
Designazione Steel quality	Carico unitario di rottura a trazione R_m N/mm ² per spessori in mm $\geq 3 \leq 100$ Tensile strength R_m N/mm ² for wall thickness mm $\geq 3 \leq 100$	Carico unitario minimo di snervamento R_{eH} N/mm ² per spessori in mm Minimum yield strength R_{eH} N/mm ² for wall thickness mm		Allungamento minimo A% per spessori in mm $\geq 3 \leq 40$ Minimum elongation A% for wall thickness mm $\geq 3 \leq 40$	
		≤ 16	$> 16 \leq 40$	l (longit)	t (traver)
S235JR	da 360 a 510	235	225	26	24
S235JO	da 360 a 510	235	225	26	24
S235J2	da 360 a 510	235	225	26	24
S275JR	da 410 a 560	275	265	23	21
S275JO	da 410 a 560	275	265	23	21
S275J2	da 410 a 560	275	265	23	21
S355JR	da 470 a 630	355	345	22	20
S355JO	da 470 a 630	355	345	22	20
S355J2	da 470 a 630	355	345	22	20

La norma UNI EN 10027 regola i sistemi di designazione degli acciai, nella sigla dell'acciaio S355JR la lettera "S" indica che si tratta di un acciaio per impieghi strutturali, il numero "355" rappresenta la tensione di snervamento minima e la sigla "JR" prescrive un valore minimo di resilienza di 27 Joule alla temperatura di 20°C.

Le caratteristiche sopra elencate sono relative all'acciaio utilizzato per la laminazione a caldo dei pannelli che verranno successivamente sagomati e opportunamente saldati fino a formare i conci della tubazione DN3400.

10.2.2 Processo di produzione

La condotta prevista in progetto, dato l'elevato diametro nominale, deve essere necessariamente realizzata con processi di saldatura ad arco sommerso successivi alla fase di laminazione delle singole lastre di acciaio laminate a caldo.

Per limitare i fenomeni di ovalizzazione della tubazione nelle fasi di posa in opera e di saldatura dei tronchi è stata prevista la tecnologia di saldatura elicoidale dei pannelli laminati a caldo.

Il processo consiste essenzialmente nella formatura ad elica mediante calandratura di un nastro continuo ottenuto durante il processo stesso saldando testa a testa le lamiere o i nastri (*coils*) e nella successiva saldatura interna ed esterna dei bordi dell'elica.

Il processo di fabbricazione comprende le seguenti principali fasi:

- calandratura;
- saldatura interna ed esterna;
- finitura delle estremità;
- controlli dimensionali e visivi;
- controlli non distruttivi quali ultrasuoni e raggi X;
- prova idraulica di tenuta a pressione;

10.2.3 Rivestimento interno

Il rivestimento interno prevede l'adozione di vernici epossidiche per trasporto di acque destinate al consumo umano, con la duplice funzione di proteggere dalla corrosione e, contemporaneamente, di ridurre fortemente la scabrezza della superficie interna, abbattendo considerevolmente le perdite di carico.

I prodotti utilizzati in questa tipologia di rivestimenti sono conformi a quanto prescritto dalla Circolare n.102 del Ministero della Sanità del 2.12.1978 e successivi aggiornamenti nonché al D.M. n.174 del 6.4.2004.

Prima dell'applicazione della vernice interna con sistema airless/bimixer, il tubo grezzo viene sottoposto ad un trattamento di sabbiatura con graniglia metallica al grado SA 2,5 - SA 3, secondo la norma ISO 8501-1; gli spessori di rivestimento

epossidico ottenibili con questo processo vanno da 100 fino a 500 microns, per il caso in esame si è deciso di adottare uno spessore interno di 300 microns.



Figura 10.8 – Schema funzionale per applicazione dei rivestimento interno in vernice epossidica

Tabella 10.4 - Valori di scabrezza per tubazioni rivestite internamente con vernici epossidiche

TUBAZIONE PIPES	SCABREZZA ROUGHNESS			
	Colebrook (ε) mm	Bazin (γ) m ^{1/2}	Kutter (m) m ^{1/2}	Strickler (k) m ^{1/2} x s ⁻¹
Tubazione d'acciaio Steel pipes				
A. NUOVE NEW				
Grezze senza saldatura Bare, seamless	0,03 - 0,06			130 - 115
Grezze saldate (produzione di serie) Bare, welded (mass production)	0,03 - 0,08			130 - 110
Nuove con rivestimenti degradabili nel tempo: New with degradable coating:				
- verniciati per centrifugazione resin coated by centrifugation	0,02 - 0,05			140 - 120
- bitumati per immersione bitumen coated by immersion	0,10 - 0,15	≤ 0,06	≤ 0,12	100
- con asfalto o catrame applicati a mano - with manually applied coal tar or bitume	0,5 - 0,6	0,16	0,20 - 0,25	85 - 80

10.2.4 Rivestimento esterno

Le elevate dimensioni della tubazione non renderebbero possibile l'applicazione a caldo di rivestimenti in polietilene, per questo motivo è stato scelto un rivestimento in poliuretano applicato allo stato liquido (Norma UNI EN 10290).

La buona elasticità del poliuretano, unita all'ottima aderenza con la tubazione di acciaio, offre una eccellente resistenza alle sollecitazioni meccaniche e agli eventuali urti che possono verificarsi in fase di posa in opera della condotta. Inoltre, gli elevati livelli di impermeabilità all'acqua che si riescono ad ottenere con questa tipologia di rivestimenti conferiscono una notevole resistenza nei confronti dei fenomeni di corrosione.

Il tubo grezzo è sottoposto ad un preventivo trattamento di sabbiatura al grado SA 2,5, secondo la norma ISO 8501-1, con graniglia metallica per preparare la superficie esterna alla successiva applicazione delle vernici con sistema bimixer. Se applicato con spessori $500 \div 800 \mu$, è una valida alternativa al rivestimento bituminoso. Se applicato con spessori $1000 \div 1800 \mu$ è una valida alternativa ai più moderni rivestimenti polietilenici (Polipropilene, Polveri Epossidiche tipo FBE). Se applicato con uno spessore di 1200μ è un ottimo sostituto del polietilene triplo strato.

Nelle condotte in acciaio è consigliato l'utilizzo di un rivestimento in triplo strato di polietilene ma, date le dimensioni elevate del diametro della condotta, risulta evidente la difficoltà nell'applicazione a caldo di tale protezione in stabilimento; di conseguenza è prevista l'applicazione allo stato liquido di un strato in poliuretano con spessore di 1500μ .

10.2.5 Trasporto e posa in opera

I conci di tubazione prodotti in stabilimento avranno una lunghezza di circa 12 – 13.5m, dovranno essere portati nelle apposite aree di cantiere attraverso opportuni trasporti eccezionali, verranno poi giuntati fino a formare porzioni di collettore più lunghi che saranno, a loro volta, trasportati all'interno della galleria principale e saldati a costruire lo sviluppo complessivo della collettore, al fine di minimizzare le saldature in galleria.

Tra le diverse tipologie di giunzione che si possono adottare verranno impiegate le unioni saldate testa – testa, di seguito brevemente descritte.

Il giunto è realizzato senza la necessità di una sagomatura speciale delle estremità dei conci da collegare; questo tipo di giunzione consente di mantenere una buona continuità della superficie interna, lasciando pressoché inalterati i valori di scabrezza idraulica.

I tronchi di tubazione formati dai conci provenienti dallo stabilimento verranno posati sugli appoggi in acciaio tramite l'ausilio di carrelli gommati, appositamente ingegnerizzati, dotati di martinetti idraulici e posizionatori di precisione.

A completamento delle operazioni di posa in opera si dovranno eseguire le saldature tra la condotta, le strutture di appoggio in acciaio e gli anelli di irrigidimento.



Figura 10.9 – Giunto per saldatura in testa

10.2.6 Giunti di dilatazione

La condotta in acciaio DN3400 di progetto verrà posata all'interno della galleria principale. Eventuali variazioni termiche in fase di esercizio saranno pertanto limitate, tuttavia, date le dimensioni e l'importanza dell'opera, verrà comunque valutata la necessità di installare opportuni giunti per la compensazione delle dilatazioni termiche (azione termica di riferimento $\pm 10^{\circ}\text{C}$) e degli spostamenti indotti dall'azione sismica.

Gli appoggi della collettrice dovranno opportunamente assecondare gli scorrimenti assiali della stessa, in modo da non causare l'insorgere di elevati stati tensionali che porterebbero a fenomeni di instabilità delle membrature di acciaio.

Per la condotta in esame sono previsti giunti di dilatazione ad interasse di 300 metri; ogni compensatore verrà installato tra due punti fissi di ancoraggio, in maniera tale da assorbire opportunamente le deformazioni sismiche e termiche del tratto di competenza.

Tra le varie tipologie di giunti di dilatazione presenti sul mercato quelle più consone al progetto in esame risultano essere i giunti a soffietto, di seguito verranno brevemente descritti.

Giunti a soffietto



Figura 10.10 – Giunto a soffietto

Realizzati in acciaio, vengono collegati alla condotta mediante unioni flangiate o saldate, consentono di compensare le dilatazioni indotte grazie alla deformabilità delle ondulazioni a “U” presenti sul corpo del giunto.

Il dimensionamento e l’utilizzo di questa tipologia di giunto è regolamentato dalle linee guida “EJMA – Standards of the Expansion Joint Manufacturers Association”.

A seconda della tipologia di movimento da compensare (assiale, laterale o angolare) si distinguono le seguenti tipologie di giunto a soffietto:



Figura 10.11 – Differenti tipologie di giunti a soffietto

Le ondulazioni presenti sulla superficie laterale del giunto, se da una parte sono necessarie per compensare le deformazioni della condotta, dall'altra ne aumentano notevolmente i valori della scabrezza. Pertanto si dovrà prevedere l'adozione di opportuni rivestimenti interni al fine di ridurre al minimo le perdite di carico localizzate.

L'adozione di giunti di dilatazione, di qualsiasi natura essi siano, presuppone una attenta valutazione delle tipologie di appoggio condotta-galleria da adottare. Nello schema seguente è riportata una disposizione semplificata dei vincoli della condotta. Per gli appoggi intermedi sono stati previsti apparecchi di appoggio in acciaio-teflon che permettono lo scorrimento in direzione longitudinale parallelo all'asse della condotta, in modo da consentire la deformazione assiale della condotta e il corretto funzionamento dei giunti di dilatazione.

10.3 Analisi dei carichi

La condotta in progetto è sottoposta a varie tipologie di carico, le cui descrizioni e caratterizzazioni sono riportate di seguito.

10.3.1 Azioni verticali

Peso proprio

Il peso proprio della tubazione è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito. È calcolato in automatico dal programma di calcolo non appena definito il valore di $\gamma = 78.5 \text{ kN/mc}$.

Carico dovuto alla presenza dell'acqua

La presenza dell'acqua all'interno della condotta è stata modellata tramite l'inserimento di carichi di pressione opportunamente calcolati, l'immagine seguente ne esplica la configurazione.

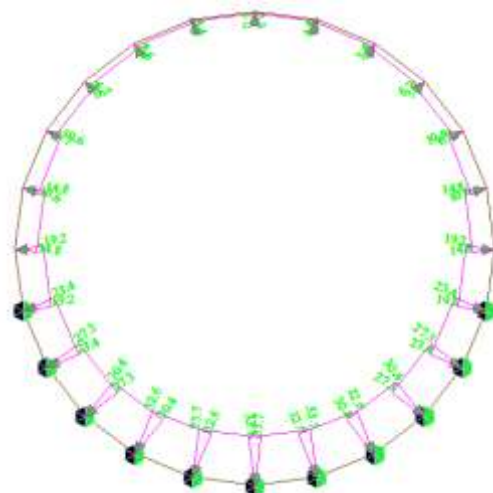


Figura 10.12 Carico dovuto all'acqua presente all'interno della condotta in acciaio

La modellazione sopra riportata consente di valutare gli effetti statici dovuti alla presenza dell'acqua, mentre, per quanto riguarda gli effetti dinamici generati dall'azione sismica agente sul liquido contenuto, si è provveduto ad inserire delle masse concentrate ai nodi della mesh della condotta. La scelta di associare a ciascun nodo del modello una percentuale della massa appare cautelativo, in quanto la massa del liquido risulta centrifugata al contorno della tubazione.

Per l'azione sismica inerziale agente sulla condotta in acciaio invece il modello è in grado, una volta definiti i materiali, di valutare automaticamente gli effetti generati dall'azione sismica sulla colletttrice.

Carico dovuto alla pressione interna dovuta presenza dell'acqua

Come già indicato la portata fluente scorre all'interno della tubazione ad una pressione di esercizio che cautelativamente può porsi pari a 1 bar, in eccedenza alla pressione idrostatica (altezza colonna d'acqua da fondo tubo pari a 13 m).

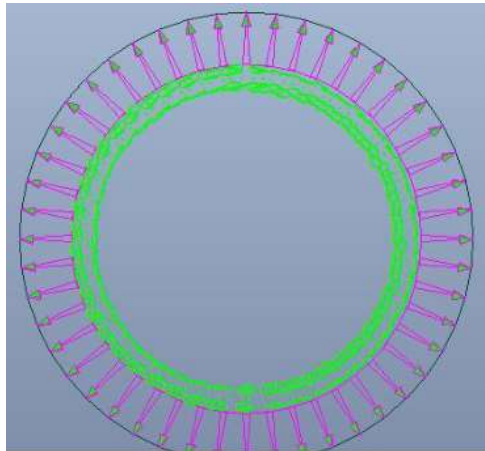


Figura 10.13 Carico dovuto alla pressione interna pari a 1 bar

Azione termica

La condotta in acciaio DN3400 di progetto verrà posata all'interno della galleria principale. Eventuali variazioni termiche in fase di esercizio saranno pertanto limitate; tuttavia, date le dimensioni e l'importanza dell'opera, verrà comunque valutata la necessità di installare opportuni giunti per la compensazione delle dilatazioni termiche (azione termica di riferimento $\pm 10^{\circ}\text{C}$, applicata a tutti gli elementi della mesh della condotta).

La variazione termica genera, a sua volta, una variazione di lunghezza calcolabile secondo la relazione:

$$\Delta L = L \cdot c \cdot \Delta T$$

Dove,

L lunghezza del tratto di riferimento della condotta

c coefficiente di dilatazione termica lineare dell'acciaio = $1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/}^{\circ}\text{C}$.

10.3.2 Azioni sismica sulla condotta

Per effetto delle azioni sismiche, sulla condotta risultano agenti:

- Le azioni inerziali: dovute al peso proprio della condotta e alla presenza all'interno della massa d'acqua;
- Le deformazioni imposte subite dalla galleria per effetto degli spostamenti dell'ammasso, che vengono trasferite (per mezzo degli appoggi) alla condotta stessa; l'assorbimento di tali spostamenti deve necessariamente essere garantito anche dalla tubazione, al fine di perseguire un corretto dimensionamento dell'intero sistema infrastrutturale.

Il problema pertanto risulta strettamente connesso all'interazione tra l'infrastruttura e gli ammassi circostanti: tuttavia, si è deciso di dimensionare la tubazione studiando separatamente i singoli effetti prodotti da un possibile evento sismico per poi sovrapporli. Pertanto, da un lato è stata sviluppata l'analisi dinamica lineare per tenere conto degli effetti inerziali della condotta isolata, attraverso una analisi modale dell'insieme tubazione-acqua simulando le effettive condizioni di vincolo (senza considerare alcun tipo di interazione con il corpo della galleria Montevecchio), dall'altro si sono studiati gli spostamenti imposti dagli ammassi alla galleria (e di conseguenza alla condotta) tenendo in opportuna considerazione la spazialità del moto lungo l'asse longitudinale dell'infrastruttura (in via semplificata secondo la trattazione riportata in seguito).

Azioni inerziali

L'azione sismica è stata calcolata in accordo con quanto riportato nel capitolo 3.2 delle NTC 2018; in particolare sono stati considerati i seguenti parametri di riferimento:

- Zona Sismica Coordinate WGS84;
 - Long. Est - 12.751025;
 - Lat Est: 42.30711388;
- Vita nominale dell'opera: $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso IV
- Coefficiente d'uso: **$C_u = 2$**

- Categoria topografica **T1**
- Categoria di sottosuolo **A**
- Fattore di struttura **q=1.5**.

Le assunzioni risultano cautelative in quanto si è fatto riferimento ad uno spettro di cat. A su roccia affiorante a p.c., mentre le coperture medie della galleria Montevecchio (e di conseguenza anche della condotta posta all'interno), immersa negli ammassi rocciosi attraversati, sono dell'ordine delle centinaia di metri, con picchi di circa 400m.

Con i parametri sopra riportati è stato possibile procedere al calcolo dello spettro di normativa allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV; lo spettro di progetto è stato impiegato per condurre un'analisi dinamica lineare con l'applicazione dell'azione nelle 3 direzioni ortogonali dello spazio (X, Y, Z).

Le verifiche di duttilità allo SLC sono state omesse in quanto si è provveduto al dimensionamento della struttura con l'obiettivo di mantenere la struttura in campo sostanzialmente elastico per ogni combinazione di carico (fattore di struttura $q=1.5$); le verifiche di resistenza allo SLD, scongiurando zone plasticizzate allo SLV (con uno spettro di progetto molto più penalizzante), risultano implicitamente soddisfatte.

Spostamenti imposti dalla galleria

In analogia a quanto proposto in relazione geotecnica per l'analisi delle gallerie in condizioni sismiche, gli spostamenti indotti sul rivestimento da un sisma sono ottenuti trascurando l'interazione cinematica terreno-struttura e disaccoppiando l'analisi: al contorno della galleria è applicato un campo di spostamenti, ottenuto da un'analisi monodimensionale di risposta sismica locale, in cui sono trascurati gli effetti dovuti alla forma e alla rigidità della galleria sul comportamento sismico del terreno.

Lo spostamento imposto agli appoggi della condotta fanno riferimento al tratto di galleria che si sviluppa dal km 8+450.00 al km 9+430.00, in cui simultaneamente si

hanno i valori di minima copertura e in cui l'infrastruttura attraversa le formazioni con caratteristiche meccaniche deformative meno performanti.

Supponendo che il tunnel si comporti come una trave elastica su suolo elastico *St. John e Zahrah [1987]*, hanno sviluppato una soluzione quasi-statica per valutare gli spostamenti in direzione assiale e in direzione trasversale causati da un'onda armonica che impatta il tunnel con un generico angolo di incidenza, come mostrato in Figura:

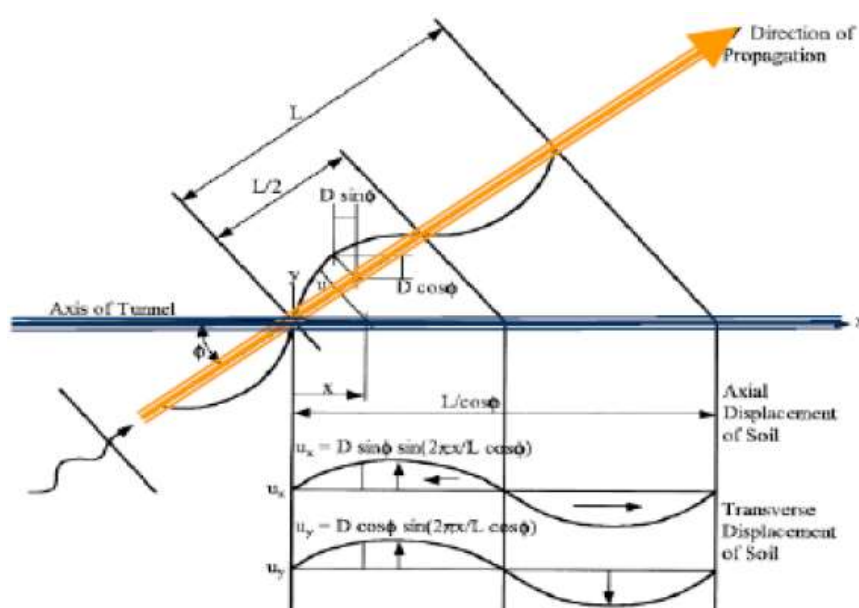


Figura 10.14 – Soluzione in condizione free-field.

Dalle teorie sopra riportate e meglio esplicitate nella trattazione condotta nella relazione geotecnica (cui si rimanda per ulteriori approfondimenti), è possibile valutare in maniera semplificata gli spostamenti che subisce l'infrastruttura per effetto del moto sismico. Tuttavia brevemente si riepilogano i passi fondamentali per la determinazione degli spostamenti dovuti sia alla propagazione di onde S lungo l'asse longitudinale della condotta (o con un angolo di incidenza diverso da $\theta=0^\circ$), sia per la propagazione delle onde P nella stessa direzione.

Onde S

Per il calcolo degli spostamenti si sono seguiti i seguenti passi:

1. Valutazione dello spostamento assoluto massimo al p.c. u_s secondo le metodologie di seguito definite. Lo spostamento superficiale u_s , presente nell'equazione

$$u_g(z) = \cos\left(\frac{\pi z}{2 \cdot H}\right) \cdot u_s$$

e che rappresenta un parametro di input per l'analisi sviluppata, è stato calcolato avvalendosi di due diverse formulazioni:

- Una prima, che definisce il valore di spostamento relativo del banco rispetto al bedrock della colonna di terreno alla quota di piano campagna calcolato a partire dallo spettro elastico in spostamento in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione del banco T_s (l'ipotesi è cautelativa, in quanto, l'ordinata spettrale dello spettro in accelerazione di categoria A, associata al periodo di vibrazione del banco, è riportata al bedrock senza considerare la deconvoluzione del segnale che è riferito su roccia affiorante);
- Una seconda, che definisce lo spostamento massimo in superficie con la seguente equazione riportata nelle NTC2018 al §3.2.3.3 che definisce lo spostamento del terreno in funzione della caratterizzazione:

$$u_s = 0.025 \cdot S \cdot T_C T_D a_{g0}$$

in cui T_C e T_D sono i valori dei periodi definiti dallo spettro di progetto.

2. Valutazione dello spostamento massimo di Free-Field alla profondità della galleria:

$$u_g(z) = \cos\left(\frac{\pi z}{2 \cdot H}\right) \cdot u_s$$

In cui H è l'altezza del banco deformabile di terreno e z è la profondità del baricentro della galleria.

3. Valutazione degli spostamenti di Free-Field lungo l'asse della galleria secondo la formula:

$$u_{ff}(y, z) = u_g(z) \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{2\pi y}{\lambda_s} \cos(\vartheta)\right)$$

In cui θ è l'angolo formato tra la direzione di propagazione dell'onda S e l'asse della galleria (per $\theta=0$ le due direzioni coincidono producendo di fatto solo spostamenti trasversali all'asse della galleria). Mentre λ_s rappresenta la lunghezza d'onda del sisma all'interno del sistema semplificato considerato.

4. Calcolo degli spostamenti lungo l'asse della galleria considerando l'interazione galleria-terreno secondo la formula semplificata:

$$u(y) = \frac{u_{ff}(y)}{1 + \frac{EI_{eq,s}}{K_t} \cdot \left(\frac{2\pi}{\lambda_s}\right)^4}$$

In cui $EI_{eq,s}/K_t$ rappresenta un fattore adimensionale che tiene conto della rigidità relativa tra rivestimento della galleria e terreno adiacente, quindi tenendo in considerazione dell'eventuale interazione ammasso-galleria.

5. Calcolo dello spostamento massimo $u_{max}(y)$ lungo l'asse della galleria.

In mancanza di dati che possano indicare la direzionalità del moto sismico rispetto all'asse della galleria (vedi immagine precedente) è stato fatto variare l'angolo θ in modo tale da massimizzare la componente degli spostamenti trasversali ($\theta=0^\circ$) e longitudinali ($\theta=45^\circ$) dovuti al passaggio delle onde S.

Data la mancanza di dispositivi che permettano lo scorrimento in direzione trasversale della condotta in acciaio DN3400 per effetto dell'input sismico, nelle analisi in condizioni sismiche gli spostamenti trasversali massimi ($\theta=0^\circ$) verranno applicati direttamente alla base degli appoggi della condotta stessa, mentre gli spostamenti longitudinali massimi ($\theta=45^\circ$) saranno assorbiti da compensatori di dilatazione opportunamente dimensionati.

Onde P

Analogamente a quanto discusso nel precedente paragrafo, si sono utilizzate le formule di *St. John e Zahrah [1987]* per ricavare gli spostamenti longitudinali indotti dal passaggio di Onde P.

Le formulazioni di letteratura prese a riferimento stimano la deformazione assiale ε_l e la deformazione flessionale in direzione longitudinale ε_f assimilando la galleria ad una trave elastica:

$$\varepsilon_l = \frac{V_p}{c_p} \cos^2(\theta)$$

$$\varepsilon_f = \frac{a_p}{c_p^2} \sin(\theta) \cos^2(\theta)$$

In cui:

- V_p =velocità della particella di terreno per effetto del passaggio delle onde P;
- C_p = velocità di propagazione delle onde P nel mezzo considerato;
- θ = angolo di incidenza tra asse della galleria e direzione di propagazione delle onde P;

La velocità (C_p) di propagazione delle onde P nel mezzo è stata valutata secondo la relazione:

$$V_p = V_s \sqrt{\frac{1 - \nu}{0.5 - \nu}}$$

In cui ν è il coefficiente di *Poisson*.

Per la valutazione della velocità della particella di terreno indotta dal passaggio delle onde P si è utilizzata la formula 3.2.12 delle NTC:

$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c$$

In cui il valore di S e T_c sono stati ricavati dalla tab. 3.2.VI, assumendo valori rispettivamente di 1 s e 0.15 s.

Il valore di a_g nella 3.2.12 delle NTC2018 si riferisce ad accelerazioni per effetto di uno spettro della componente orizzontale (onde S). Per ricavare un'accelerazione effetto del passaggio di onde P si è fatto riferimento alle equazioni 3.2.8 delle

NTC2018 che definiscono lo spettro di risposta elastico della componente verticale del moto sismico.

Le equazioni, al variare del periodo, hanno la medesima formulazione a meno del rapporto tra F_0 ed F_v definito dalla 3.2.9 delle NTC2018 come segue:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Sostituendo tale relazione nelle equazioni 3.2.8 delle NTC2018 si ricava il valore dell'accelerazione al periodo $T=0$ come:

$$a_{g,h} = 1,35 a_g \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Il valore di $a_{g,h}$ è stato utilizzato nella 3.2.12 per il calcolo della velocità V_p .

Risultati delle analisi

Onde S

Le verifiche strutturali effettuate per la condotta in acciaio DN3400 prevedono un comportamento sostanzialmente elastico anche in condizioni sismiche; pertanto per le analisi svolte, sia per la condotta che per i dispositivi di compensazione, sono state considerate come stato limite di riferimento quello di salvaguardia della vita SLV.

Così come descritto dettagliatamente nella relazione geotecnica, è stata presa a riferimento il tratto in cui l'infrastruttura attraversa le litologie con caratteristiche meccaniche degli ammassi meno performanti (Sezione_3_Sx).

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spostamenti ricavati in direzione longitudinale e trasversale:

- Direzione Trasversale:

Spaziatura [m]	Spostamento relativo [cm]
<i>No compensatori</i>	16.18
300	9.14
200	6.30
100	3.21

Le deformate dell'infrastruttura sono state calcolate per massimizzare lo spostamento differenziale tra due compensatori di spostamento consecutivi lungo lo sviluppo della condotta (vedi **Figura 10.15**) e direttamente applicati alla base del modello FEM. Tale spostamento è stato assunto variabile linearmente con la lunghezza della condotta, in modo da avere uno spostamento differenziale incrementale costante tra due appoggi consecutivi.

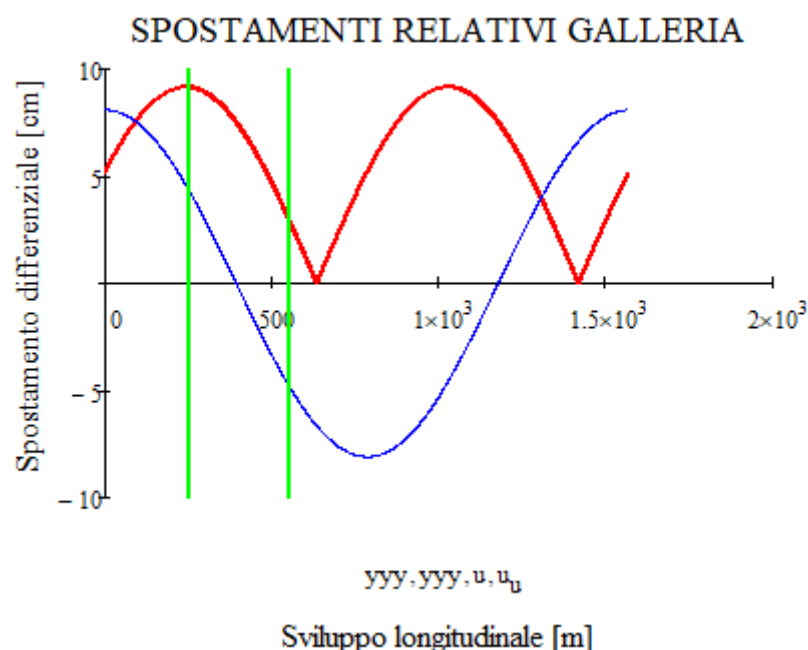


Figura 10.15 Deformata complessiva e spostamento differenziale dell'asse della condotta per effetto del passaggio di Onde S ($\theta=0^\circ$): in rosso spostamenti differenziali calcolati tra un punto posto a x e il suo successivo posto a $x+300m$; in blu spostamenti assoluti della galleria. Il valore massimo degli spostamenti

differenziali si manifesta nel tratto in cui l'andamento può considerarsi con buona approssimazione rettilineo

Per chiarezza espositiva si anticipa la modalità con la quale sono stati assegnati, sul modello FEM definitivo di riferimento, gli spostamenti imposti ai piedi di appoggio della condotta.

Considerando i 91.4 mm di spostamento relativo (valore corrispondente all'interasse dei compensatori adottato e pari a 300 m) tra la sezione di incastro e la sezione del compensatore, e ipotizzando un andamento lineare degli spostamenti, lo spostamento incrementale da attribuire ad ogni appoggio sarà pari a:

- N° appoggi = 33
- Stot = 91.4mm
- Si = $91.4/33 = 2.8$ mm

Le tensioni generate sul modello sono state poi sommate a quelle derivanti dall'analisi dinamica lineare.



Figura 10.16 – Deformata del modello L 300 m per spostamenti imposti

- Direzione Longitudinale:
Lo spostamento differenziale massimo ($\theta=45^\circ$) è stato confrontato con lo spostamento ultimo assorbibile dai compensatori di spostamento in direzione longitudinale.

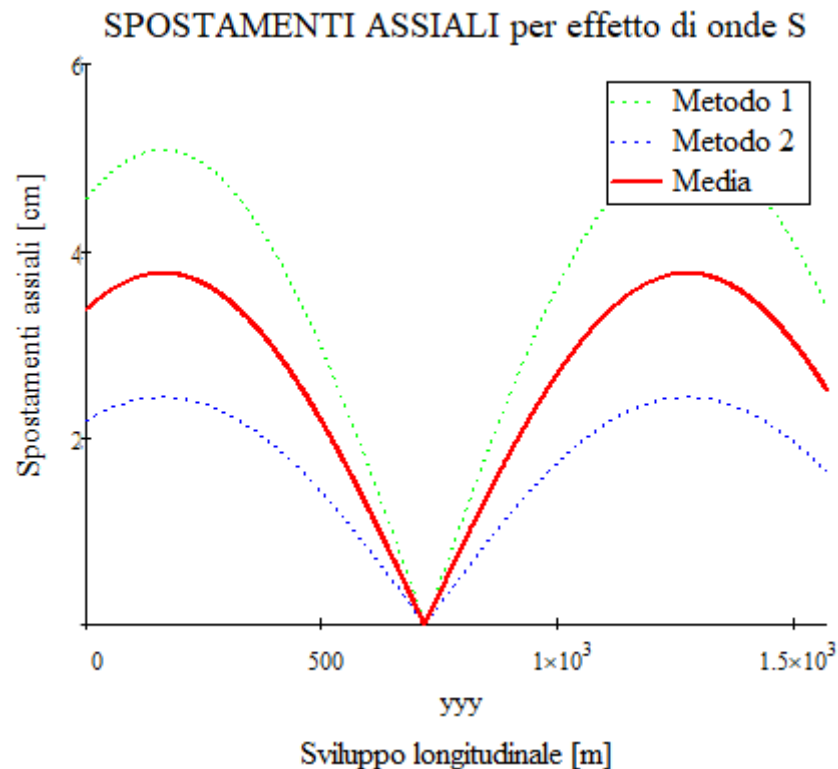


Figura 10.17 Spostamento differenziale in direzione longitudinale dell'asse della condotta per effetto del passaggio di Onde S ($\theta=45^\circ$).

Lo spostamento differenziale medio massimo di 3.75cm risulta compatibile con il massimo spostamento assorbibile in direzione longitudinale dal compensatore (4cm).

Onde P

Secondo la procedura indicata nel paragrafo precedente, si è ricavato il massimo spostamento differenziale prodotto dal passaggio di Onde P al variare dell'angolo tra direzione di propagazione e asse della condotta:

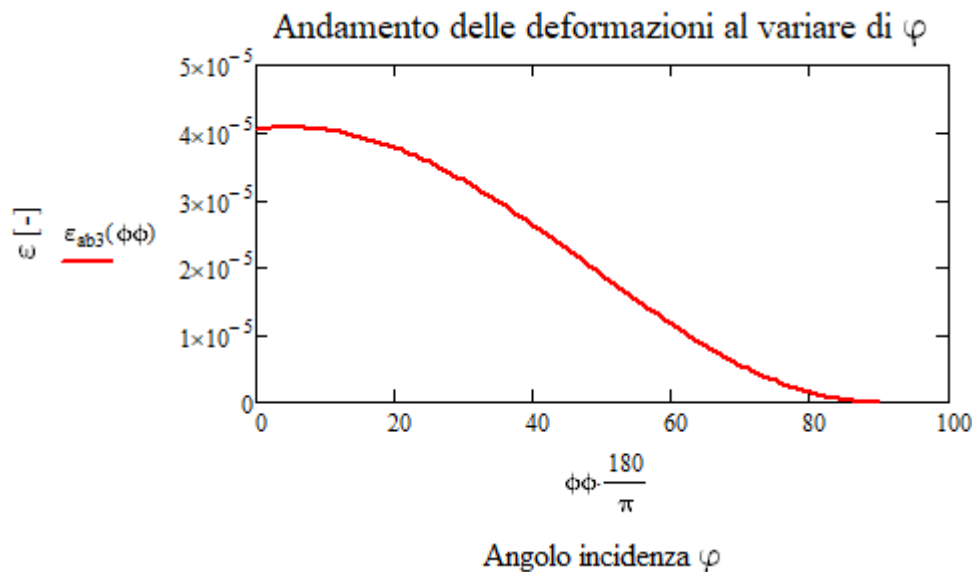


Figura 10.18 *Spostamento differenziale in direzione longitudinale dell'asse della condotta per effetto del passaggio di Onde P al variare dell'angolo ϑ .*

Il valore della deformazione massima è di circa $\varepsilon = 4.075 \cdot 10^{-5}$ alla quale corrisponde, ipotizzando una distanza di 300m tra due compensatori di spostamento consecutivi, uno spostamento pari a 1.22cm. Tale spostamento risulta compatibile con il massimo spostamento assorbibile in direzione longitudinale dal compensatore (4cm).

10.4 Analisi parametrica per la definizione dello schema statico di riferimento

Una volta definiti i materiali, le tecnologie realizzative, i rivestimenti della tubazione e la tipologia di compensatori di dilatazione da utilizzare per la condotta in acciaio DN3400 (giunti a compensazione longitudinale e trasversale), sono state analizzate nel dettaglio, tramite opportune analisi parametriche, grandezze e interassi dei principali componenti strutturali, in modo da definire in parallelo dei modelli agli elementi finiti (FEM) sui quali condurre tutte le verifiche previste.

Nello specifico gli elementi oggetto di specifici approfondimenti sono i seguenti:

- Definizione della tipologia della corniera di appoggio della tubazione;
- Scelta dell'interasse tra gli appoggi;

- Scelta dell'interasse tra i compensatori di dilatazione e definizione dei punti fissi;
- Scelta dei sistemi di appoggio alla base dei piedi di appoggio.

L'intento dei paragrafi successivi è quello di ripercorrere le valutazioni fatte durante le diverse fasi progettuali, con opportune analisi parametriche svolte a supporto delle scelte progettuali operate, che hanno portato alla definizione della geometria definitiva del modello.

10.4.1 Definizione della tipologia della corniera di appoggio

La scelta della tipologia di corniera da utilizzare per l'appoggio della tubazione è stata condotta analizzando i risultati di appositi modelli FEM, volti ad indagare gli effetti della posizione del punto di attacco *piedi di appoggio – corpo della condotta*, la figura seguente riassume le geometrie modellate. Il posizionamento e la forma degli appoggi invece, non avendo molti margini dovuti alla geometria della sezione trasversale della galleria e dovendo rispettare i vincoli dovuti anche alla savanella di scarico delle acque in caso di rottura, sono stati fissati a priori.

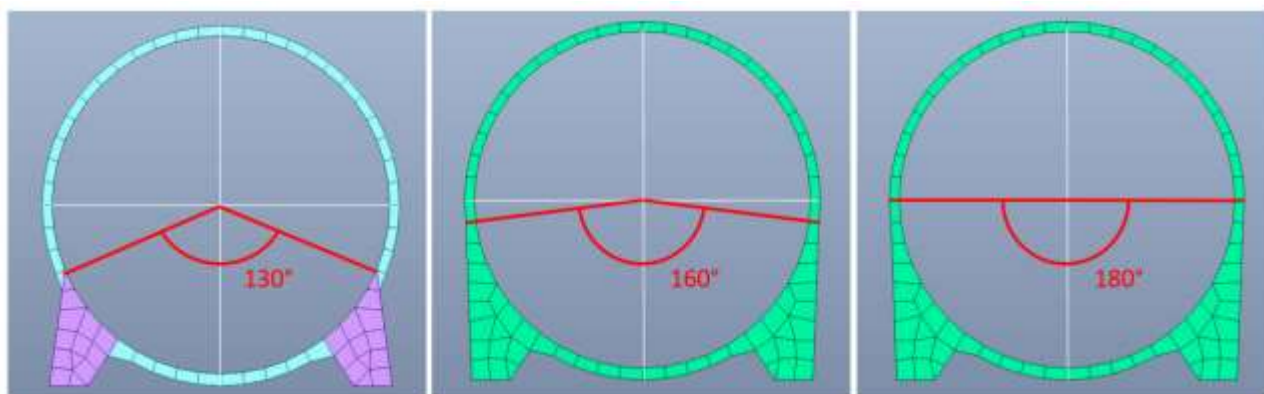


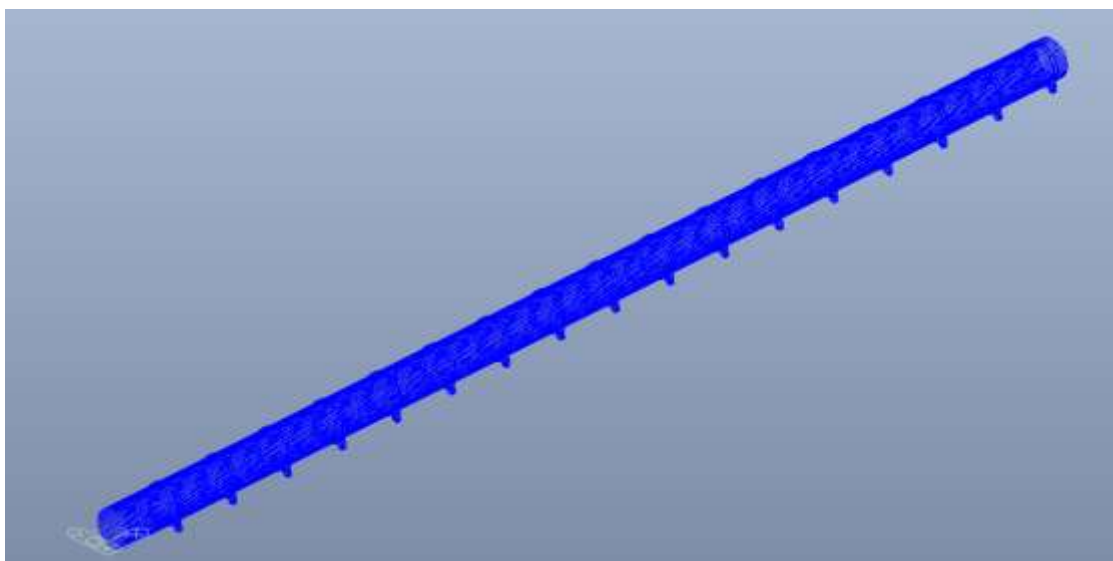
Figura 10.19 – Variazione del punto di attacco piedini – corpo della condotta (angolo al centro ϑ) per i vari modelli analizzati

Un'altro aspetto sul quale sono state sviluppate analisi parametriche al fine di definire la migliore configurazione è quello relativo agli spessori delle corniere: nello specifico, sono stati variati i valori di spessore degli irrigidimenti, mentre lo spessore della

condotta è stato mantenuto costante e pari a 20mm (valore minimo consigliato per ragioni di lavorabilità del materiale durante la fase di produzione).

Al fine di definire il comportamento delle zone di appoggio della tubazione e valutare gli effetti locali indotti dalla geometria di questi ultimi sulla condotta, è stato sviluppato un modello agli elementi finiti semplificato, sul quale sono stati valutati in via preliminare tali aspetti.

Il modello ha una lunghezza longitudinale complessiva di 100 m, un interasse tra gli appoggi di 6 m (valore di primo tentativo, che poi verrà portato ai 9 m del modello definitivo), è discretizzato con una MESH avente dimensioni medie di 20 cm e presenta un vincolo di incastro iniziale su tutti i nodi della tubazione posti ad $x=0$ e appoggi intermedi che consentono esclusivamente lo spostamento parallelo all'asse della tubazione. Si è proceduto considerando 6 modelli in cui si è variato parametricamente l'angolo di attacco dei piedi-tubazione e lo spessore degli irrigidimenti.



**Figura 10.20 – Modello di calcolo semplificato per la definizione dei di appoggio – L
100 m – MESH 20 cm**

Il prospetto seguente condensa i principali parametri che caratterizzano i vari modelli e anticipa i risultati in termini di massime tensioni agenti (Von Mises) nella condizione di carico più gravosa, quella sismica.

#Modello	Angolo di attacco piedini θ [°]	Spessore condotta [mm]	Spessore irrigidimenti [mm]	Massima tensione INVILUPPO SISMA [MPa]
1	130	20	30	293
2	130	20	40	236
3	160	20	20	257
4	160	20	30	197
5	180	20	20	172
6	180	20	10	273

Di seguito si riporta il dettaglio dei risultati.

Modello #1

Il modello sul quale sono state svolte le prime analisi presenta le seguenti caratteristiche:

- *Condotta di acciaio*: spessore 20mm
- *Irrigidimenti (piedini e anelli)*: spessore 30mm
- *Angolo di attacco dei piedini θ* : 130°

L'inviluppo delle varie condizioni di carico sismiche (INVILUPPO SISMA) restituisce un valore di tensione massima (Von Mises) pari a 293 MPa.

La figura seguente mostra le tensioni filtrate in maniera tale da mostrare esclusivamente le regioni all'interno delle quali viene ecceduto il valore di 223MPa (limite di snervamento della classe di acciaio - S235).

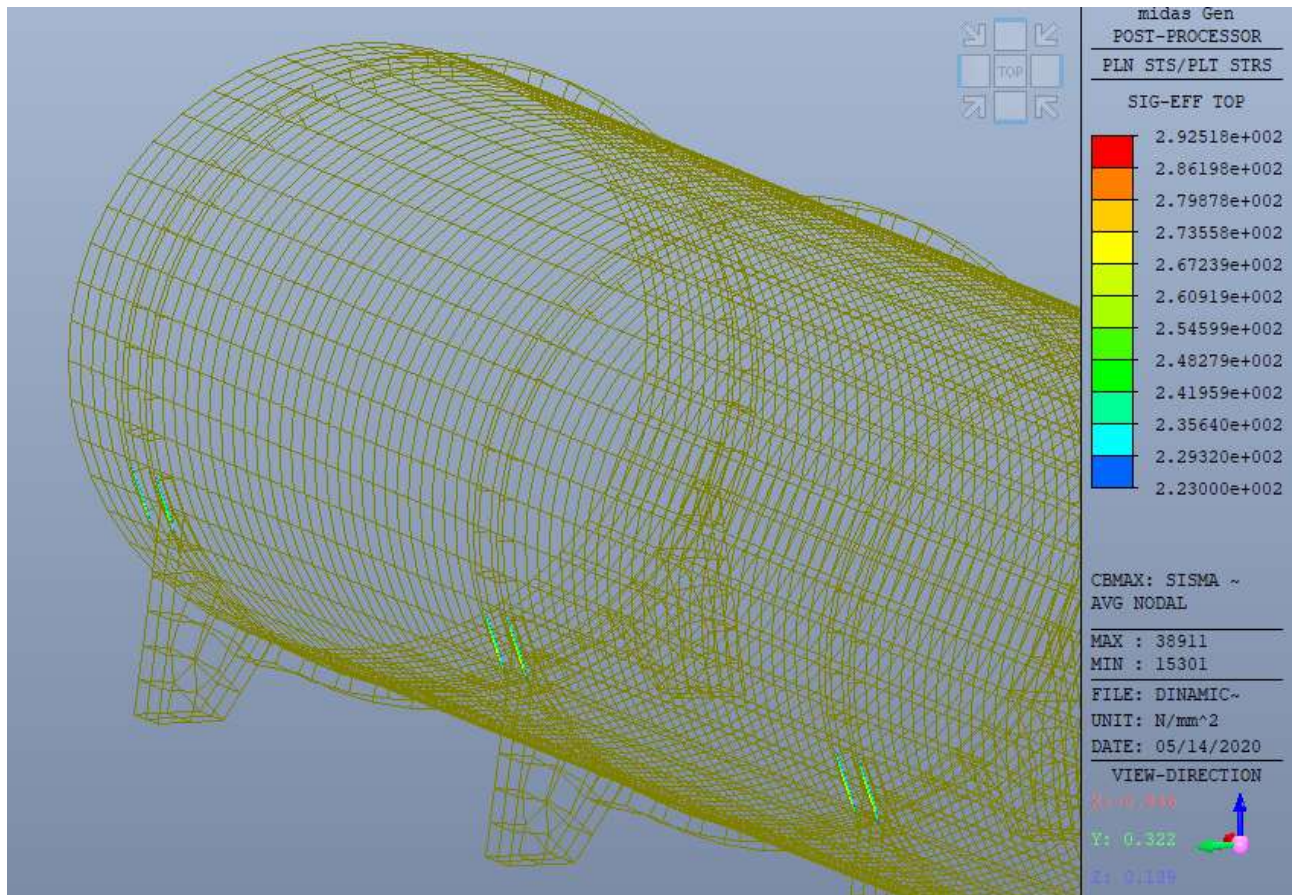


Figura 10.21 – Modello #1 – INVILUPPO SISMA – aree tensione > 223MPa

Come si può notare le zone evidenziate hanno un'area molto limitata ed interessano esclusivamente gli anelli di irrigidimento della condotta.

Modello #2

Il modello in esame è analogo al precedente, presenta solamente uno spessore maggiore degli irrigidimenti della condotta:

- *Condotta di acciaio*: spessore 20mm
- *Irrigidimenti (piedini e anelli)*: spessore 40mm
- *Angolo di attacco dei piedini θ* : 130°

Di seguito si riportano i risultati per la sola combinazione di carico più gravosa (*INVILUPPO SISMA*) filtrati in maniera tale da mostrare esclusivamente le regioni

all'interno delle quali viene ecceduto il valore di 223MPa (limite di snervamento dell'acciaio S235).

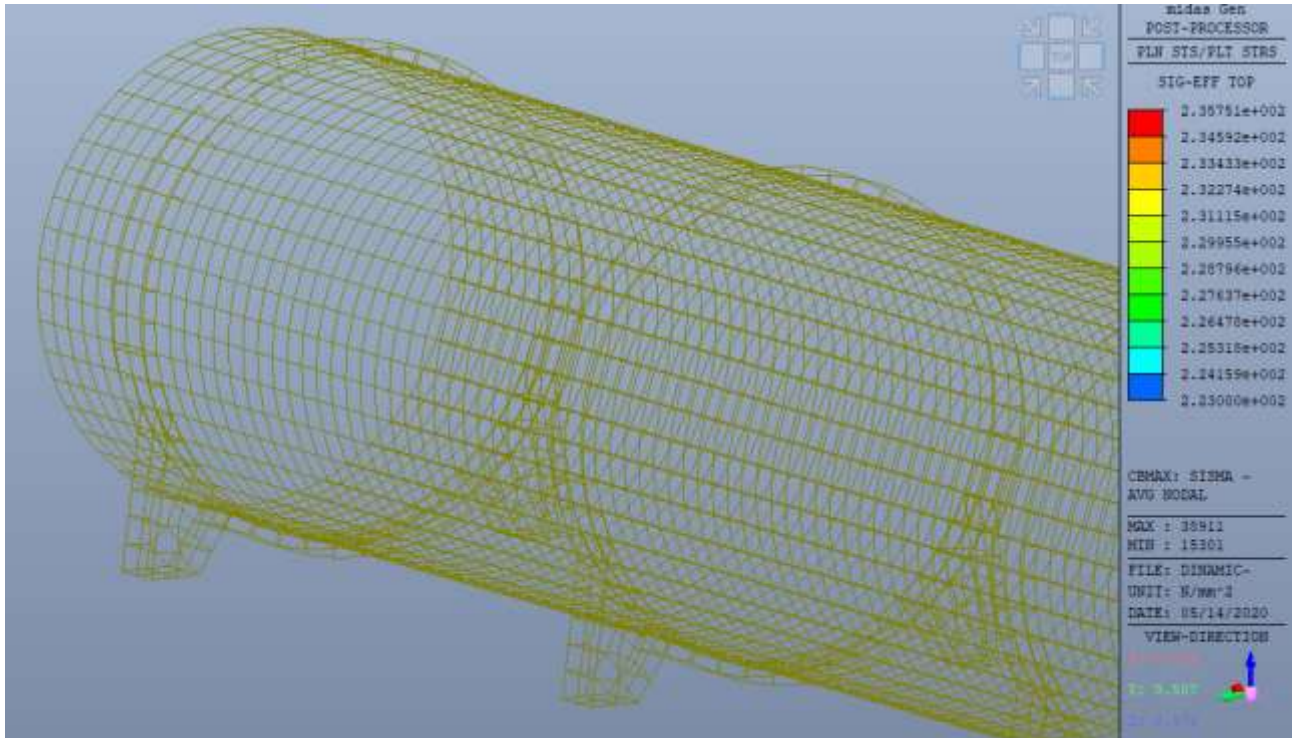


Figura 10.22 – Modello #2 – INVILUPPO SISMA – aree tensione > 223MPa

Il programma fornisce un picco massimo di tensione pari a 235MPa, ma, filtrando le tensioni rappresentate da un minimo di 223MPa al massimo valore registrato, non si riescono comunque a visualizzare aree di snervamento particolarmente estese.

Modello #3

Oltre a analizzare il comportamento della condotta al variare degli spessori degli elementi irrigidenti, si è deciso di condurre delle analisi specifiche per individuare la migliore disposizione geometrica degli elementi resistenti.

Il seguente modello, nello specifico, presenta piedi di appoggio disposti in maniera differente, formando tra i punti estremi un angolo al centro di 160°.

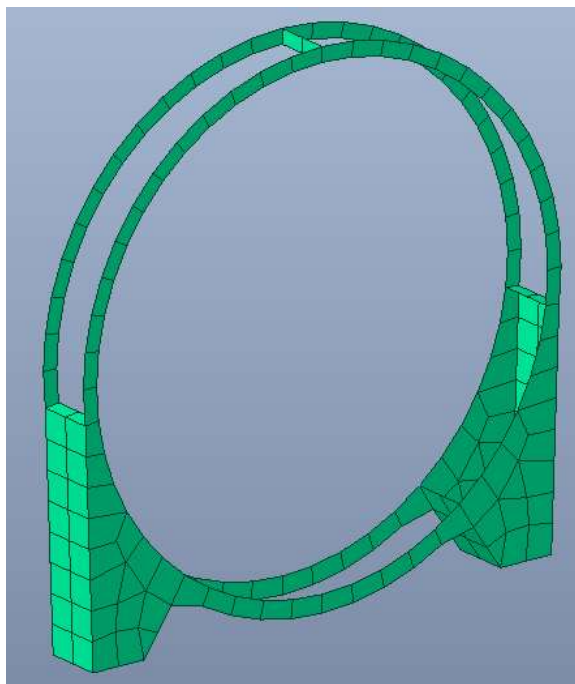


Figura 10.23 – Modello #3 – angolo di attacco dei piedini θ : 160°

Il modello analizzato presenta le seguenti caratteristiche:

- *Condotta di acciaio*: spessore 20mm
- *Irrigidimenti (piedini e anelli)*: spessore 20mm
- *Angolo di attacco dei piedini θ* : 160°

Di seguito si riportano i risultati per la sola combinazione di carico più gravosa (INVILUPPO SISMA)

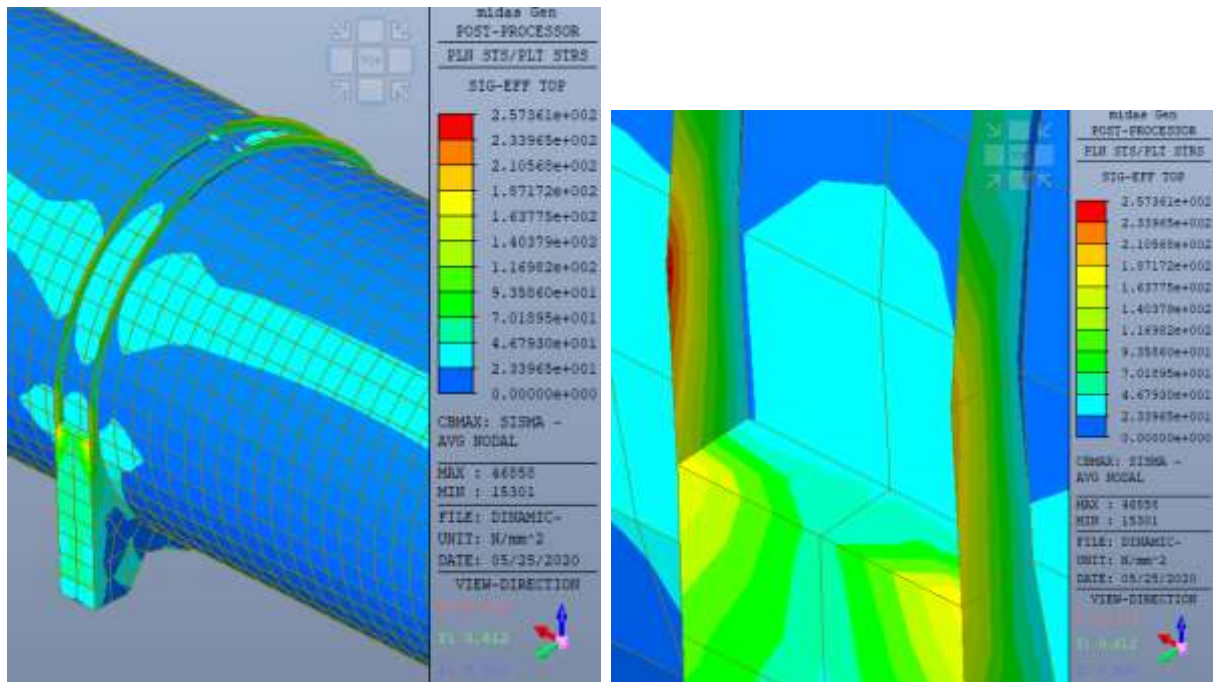


Figura 10.24 – Modello #3 – INVILUPPO SISMA – Tensione massima (Von Mises) 257MPa

Come si può notare i picchi di tensione solo localizzati sempre negli anelli di irrigidimento, nelle vicinanze dell'attacco piedini - condotta.

Rispetto alla configurazione precedente ($\theta=130^\circ$), quindi, le zone più sollecitate si sono spostate verso l'alto.

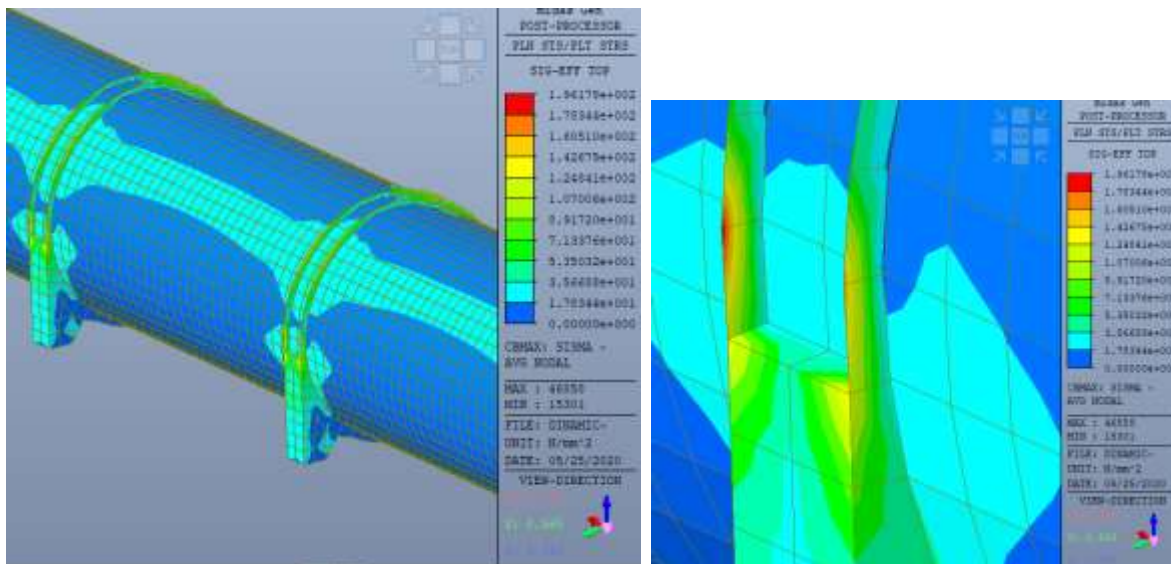
Modello #4

Il seguente modello è del tutto analogo al precedente, è stato solamente aumentato lo spessore degli irrigidimenti, portandolo da 20 a 30mm.

Il modello analizzato presenta i seguenti spessori degli elementi resistenti:

- *Condotta di acciaio*: spessore 20mm
- *Irrigidimenti (piedini e anelli)*: spessore 30mm
- *Angolo di attacco dei piedini θ* : 160°

Di seguito si riportano i risultati per la sola combinazione di carico più gravosa (*INVILUPPO SISMA*)



**Figura 10.25 – Modello #4 – INVILUPPO SISMA – Tensione massima (Von Mises)
197MPa**

Modello #5

Il seguente modello presenta piedini di appoggio più estesi dei modelli precedenti #3 e #4, nello specifico si è arrivati ad un valore dell'angolo al centro pari a θ 180°, la figura seguente ne chiarisce la disposizione.

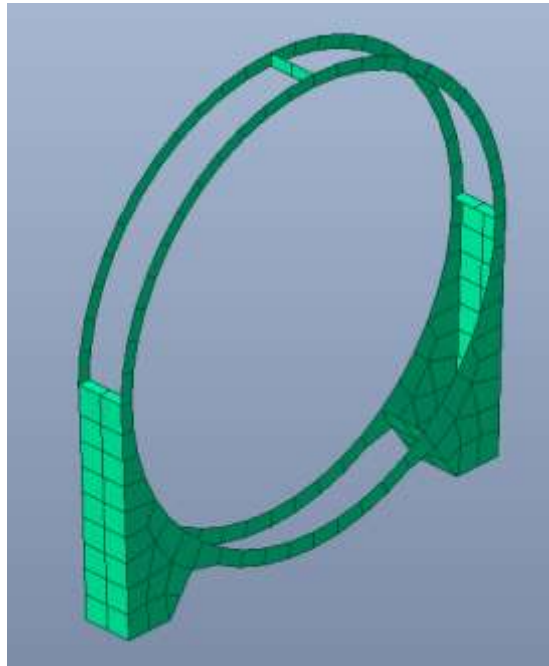
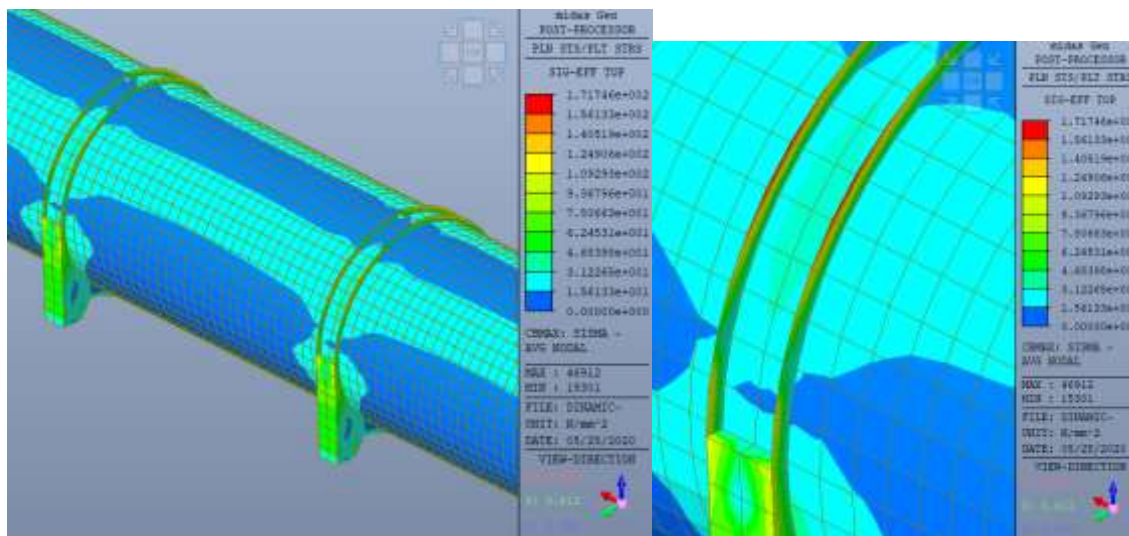


Figura 10.26 – Modello #5 – angolo di attacco dei piedini θ : 180°

Il modello analizzato presenta le seguenti caratteristiche:

- *Condotta di acciaio*: spessore 20mm
- *Irrigidimenti (piedini e anelli)*: spessore 20mm
- *Angolo di attacco dei piedini θ* : 180°

Di seguito si riportano i risultati per la sola combinazione di carico più gravosa (*INVILUPPO SISMA*).



**Figura 10.27 – Modello #5 – INVILUPPO SISMA – Tensione massima (Von Mises)
172MPa**

Come si può notare dalla figura sopra riportata, un angolo di attacco dei piedini di appoggio pari a 180° , consente una diffusione nettamente più uniforme delle tensioni rispetto ai casi precedenti ($\theta = 130^\circ$ e $\theta = 160^\circ$).

Il picco di tensione interessa sempre gli anelli di irrigidimento, in questo caso però appare più diffuso e spostato verso la parte superiore della tubazione.

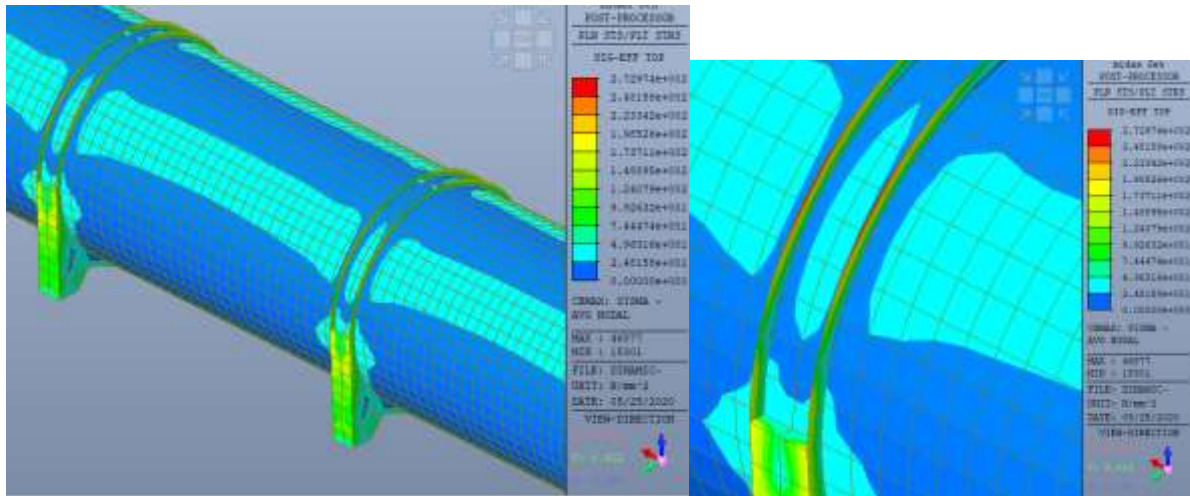
Modello #6

Il seguente modello è del tutto analogo al precedente, è stato solamente provato un minore spessore degli irrigidimenti, portandolo da 20 a 10mm.

Il modello analizzato presenta le seguenti caratteristiche:

- *Condotta di acciaio*: spessore 20mm
- *Irrigidimenti (piedini e anelli)*: spessore 10mm
- *Angolo di attacco dei piedini θ* : 180°

Di seguito si riportano i risultati per la sola combinazione di carico più gravosa (*INVILUPPO SISMA*)

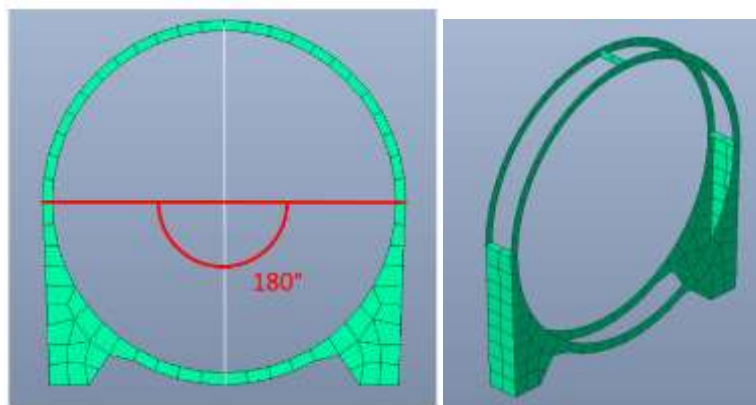


**Figura 10.28 – Modello #6 – INVILUPPO SISMA – Tensione massima (Von Mises)
273MPa**

I valori di tensione risultano superiori rispetto alle precedenti configurazioni per $\theta = 180^\circ$.

A valle delle analisi condotte e di ulteriori approfondimenti riportati nel paragrafo successivo, in cui si determina la configurazione ottimale dell'interasse tra gli appoggi (che verrà portato ad un valore finale di 9 m), si è scelto di adottare un sistema di irrigidimenti avente le seguenti caratteristiche:

- Irrigidimenti (piedini e anelli): spessore 30mm
- Angolo di attacco dei piedini θ : 180°



**Figura 10.29 – Schema di appoggio adottato – angolo di attacco dei piedini θ : 180°
- Sp 30mm**

L'angolo di attacco $\theta=180^\circ$ consente una più uniforme distribuzione delle tensioni, andando a rendere più resistente il punti critici della circonferenza della condotta, proprio quelli in corrispondenza di un angolo al centro pari a 180° .

Lo spessore di 30 mm, scelto per gli elementi irrigidenti anche in funzione delle analisi parametriche sull'interasse degli appoggi, risulta essere un buon compromesso tra resistenza offerta e facilità di realizzazione e posa in opera delle varie componenti che andranno a costituire la corniera; tale scelta verrà avvalorata anche da ulteriori analisi svolte nei paragrafi successivi.

10.4.2 Scelta dell'interasse tra gli appoggi

L'interasse degli appoggi influenza fortemente l'andamento delle tensioni all'interno della condotta e sugli elementi di irrigidimento; inoltre, l'adozione di un valore di interasse troppo elevato causerebbe l'insorgere di sforzi locali concentrati molto elevati in corrispondenza dell'interfaccia piedino-basamento in calcestruzzo, con conseguenti tensioni indotte sul rivestimento definitivo della galleria.

Il modello FEM utilizzato nelle analisi condotte nel presente paragrafo è sempre quello semplificato precedentemente esposto al paragrafo precedente) con sviluppo longitudinale totale pari a 100 m.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente i massimi valori di tensione (picchi concentrati sugli irrigidimenti) per i modelli già analizzati (interasse a 6 m) e per tre nuovi modelli che presentano un valore di interasse tra gli appoggi maggiore e pari a 9 m e 12 m:

Interasse appoggi [m]	Angolo di attacco piedini θ [°]	Spessore condotta [mm]	Spessore irrigidimenti [mm]	Massima tensione SLV [MPa]	Massima tensione SLU [MPa]
6	180	20	10	273	167
6	180	20	20	172	103
9	180	20	30	220	146

12	180	20	20	310	193
12	180	20	30	235	154

Per i tre nuovi modelli non verrà riportato il dettaglio dell'andamento delle tensioni in quanto risulta del tutto analogo ai modelli già analizzati, con i picchi in corrispondenza degli anelli di irrigidimento.

L'adozione di un interasse pari a 6 m consentirebbe di limitare le tensioni entro valori accettabili, anche scegliendo uno spessore degli elementi irrigidenti pari a 10 mm; al contrario il massimo interasse di 12 m presenta picchi di tensione ben più elevati, come ci si aspettava l'interasse pari a 9 m rappresenta una condizione intermedia tra le due appena descritte.

Per designare la migliore soluzione progettuale in termini di scelta dell'interasse e dello spessore degli appoggi rimangono da valutare gli effetti locali dei carichi puntuali trasmessi dai piedini al sottofondo della galleria e quindi ai conci costituenti il rivestimento definitivo.

Per determinare l'estensione della diffusione delle tensioni trasmesse dai piedini nel basamento della galleria si è fatto riferimento a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.3.6 delle *NTC2018 – Diffusione dei carichi di impalcato*

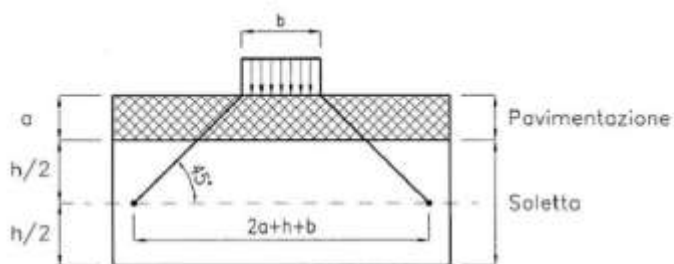


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

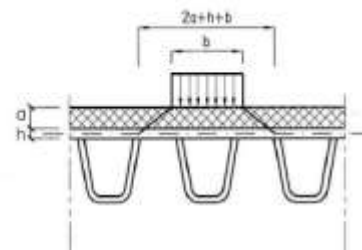


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Le forze concentrate sono state distribuite su aree del rivestimento definitivo individuate considerando una inclinazione del cono di diffusione delle tensioni pari a 45° , di seguito uno schema grafico.

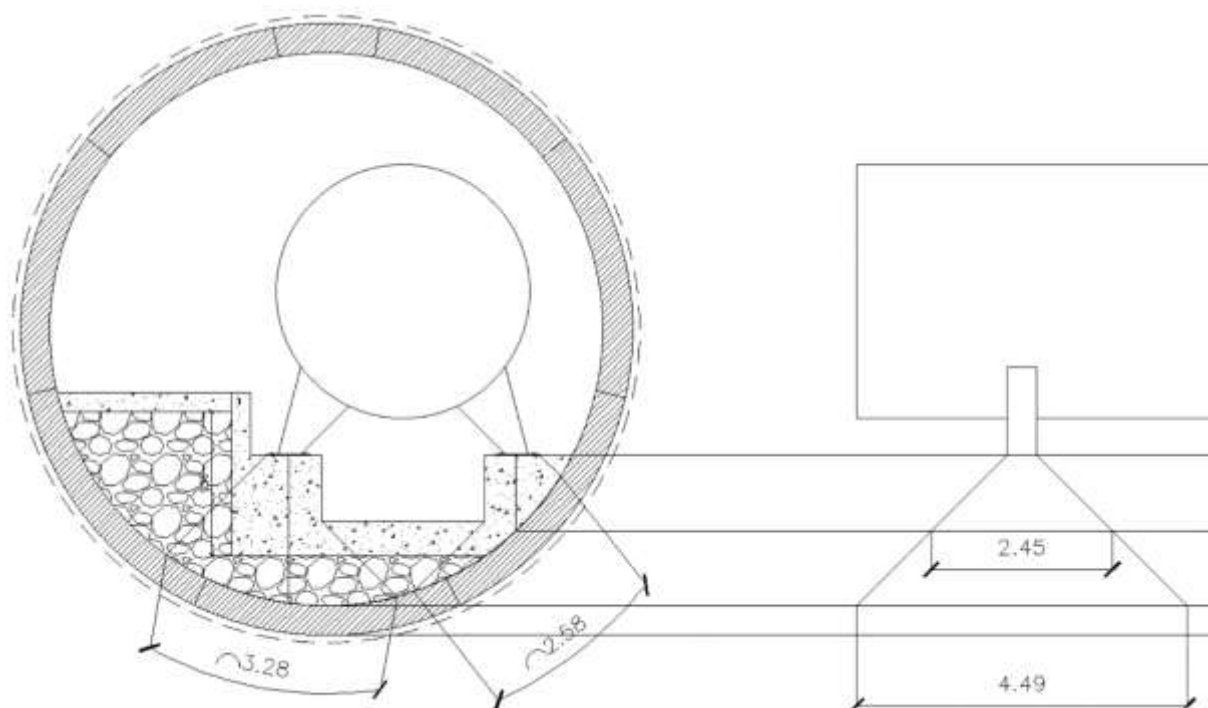


Figura 10.30 – Modello globale – schema di diffusione delle tensioni a 45° in senso trasversale (SX) e longitudinale (DX)

Di seguito un prospetto che riporta le reazioni scambiate all'interfaccia piedino-sottofondo per i tre casi di interasse 6-9-12m:

GRANDEZZE RELATIVE ALLA TUBAZIONE	
DN [mm]	3400
S [mm]	20
Peso unitario tubazione [kg/m]	1654
Peso unitario acqua [kg/m]	9079
Interasse appoggi [m]	6

GRANDEZZE RELATIVE ALLA TUBAZIONE	
DN [mm]	3400
S [mm]	20
Peso unitario tubazione [kg/m]	1654
Peso unitario acqua [kg/m]	9079
Interasse appoggi [m]	9

GRANDEZZE RELATIVE ALLA TUBAZIONE	
DN [mm]	3400
S [mm]	20
Peso unitario tubazione [kg/m]	1654
Peso unitario acqua [kg/m]	9079
Interasse appoggi [m]	12

Carichi agenti sull'appoggio

Peso totale tubazione [kg]	9925
Peso totale acqua [kg]	54475
Peso totale tubazione + acqua [kg]	64400

Carichi agenti sull'appoggio

Peso totale tubazione [kg]	14888
Peso totale acqua [kg]	81713
Peso totale tubazione + acqua [kg]	96600

Carichi agenti sull'appoggio

Peso totale tubazione [kg]	19850
Peso totale acqua [kg]	108950
Peso totale tubazione + acqua [kg]	128801

GRANDEZZE RELATIVE AGLI IRRIGIDIMENTI	
H anello [mm]	100
S [mm]	30
Peso singolo anello [kg]	254
Peso singolo piedino [kg]	244
Peso totale appoggio [kg]	752

GRANDEZZE RELATIVE AGLI IRRIGIDIMENTI	
H anello [mm]	100
S [mm]	30
Peso singolo anello [kg]	254
Peso singolo piedino [kg]	244
Peso totale appoggio [kg]	752

GRANDEZZE RELATIVE AGLI IRRIGIDIMENTI	
H anello [mm]	100
S [mm]	30
Peso singolo anello [kg]	254
Peso singolo piedino [kg]	244
Peso totale appoggio [kg]	752

REAZIONI ALL'INTERFACCIA	
N tot appoggio [kg]	65152
N tot piedino [kg]	32576
<i>Valori di calcolo per le verifiche (* 1.3)</i>	
N tot appoggio [KN]	847
N tot piedino [KN]	423

REAZIONI ALL'INTERFACCIA	
N tot appoggio [kg]	97352
N tot piedino [kg]	48676
<i>Valori di calcolo per le verifiche (* 1.3)</i>	
N tot appoggio [KN]	1266
N tot piedino [KN]	633

REAZIONI ALL'INTERFACCIA	
N tot appoggio [kg]	129553
N tot piedino [kg]	64776
<i>Valori di calcolo per le verifiche (* 1.3)</i>	
N tot appoggio [KN]	1684
N tot piedino [KN]	842

La verifica degli effetti indotti sul rivestimento definitivo della galleria è stata condotta ipotizzando che il piedino di destra (il più vicino al rivestimento definitivo – vedi sezione) trasferisca tutta la sua azione verticale solamente sul concio che si trova immediatamente al di sotto, anche se l'area di diffusione sarebbe di estensione maggiore.

Infatti, questa assunzione risulta molto più gravosa della condizione di esercizio reale, nella quale la diffusione delle tensioni interesserebbe più conci di anelli successivi (lunghezza singolo anello 1.80 m, diffusione longitudinale delle tensioni 2.45 m).

In questo modo il carico verticale trasmesso dal piede della tubazione viene trasferito, sottoforma di azione tagliante, ai sei connettori longitudinali che collegano il concio sollecitato a quello immediatamente precedente e successivo.

Di seguito il dettaglio delle verifiche condotte sempre per i tre valori di interasse 6-9-12 m.

VERIFICA DEI CONNETTORI LONGITUDINALI (Piedino DX che spinge su singolo concio)		VERIFICA DEI CONNETTORI LONGITUDINALI (Piedino DX che spinge su singolo concio)		VERIFICA DEI CONNETTORI LONGITUDINALI (Piedino DX che spinge su singolo concio)	
N° connettori longitudinali per concio	6	N° connettori longitudinali per concio	6	N° connettori longitudinali per concio	6
N° conci interessati dalla distribuzione degli sforzi normali	1	N° conci interessati dalla distribuzione degli sforzi normali	1	N° conci interessati dalla distribuzione degli sforzi normali	1
N° totale di connettori coinvolti nella verifica a taglio	6	N° totale di connettori coinvolti nella verifica a taglio	6	N° totale di connettori coinvolti nella verifica a taglio	6
Forza di taglio totale [KN]	423	Forza di taglio totale [KN]	633	Forza di taglio totale [KN]	842
Forza di taglio sul singolo connettore [KN]	71	Forza di taglio sul singolo connettore [KN]	105	Forza di taglio sul singolo connettore [KN]	140
Resistenza a taglio del singolo connettore (ridotta $\gamma=1.25$) [KN]	120	Resistenza a taglio del singolo connettore (ridotta $\gamma=1.25$) [KN]	120	Resistenza a taglio del singolo connettore (ridotta $\gamma=1.25$) [KN]	120

Come si può notare adottare un interasse tra gli appoggi pari a 12 m non consentirebbe di soddisfare la verifica a taglio dei connettori; pertanto come valore di interasse più idoneo si ritiene di adottare quello pari a 9 m, con una geometria degli irrigidimenti come quella descritta al paragrafo precedente e spessore pari a 30mm.

Definito quindi l'interasse tra gli appoggi, derivante dalle considerazioni finora esposte, si riportano i valori locali generati sugli appoggi delle corniere al fine di

valutare lo stato di tensione agente localmente. Come si può notare dall'analisi dei risultati sotto riportati le tensioni agenti risultano sempre contenute e ben al di sotto del limite di snervamento dell'acciaio S355JR adottato per la condotta DN3400, pertanto tutte le verifiche di resistenza possono ritenersi soddisfatte.

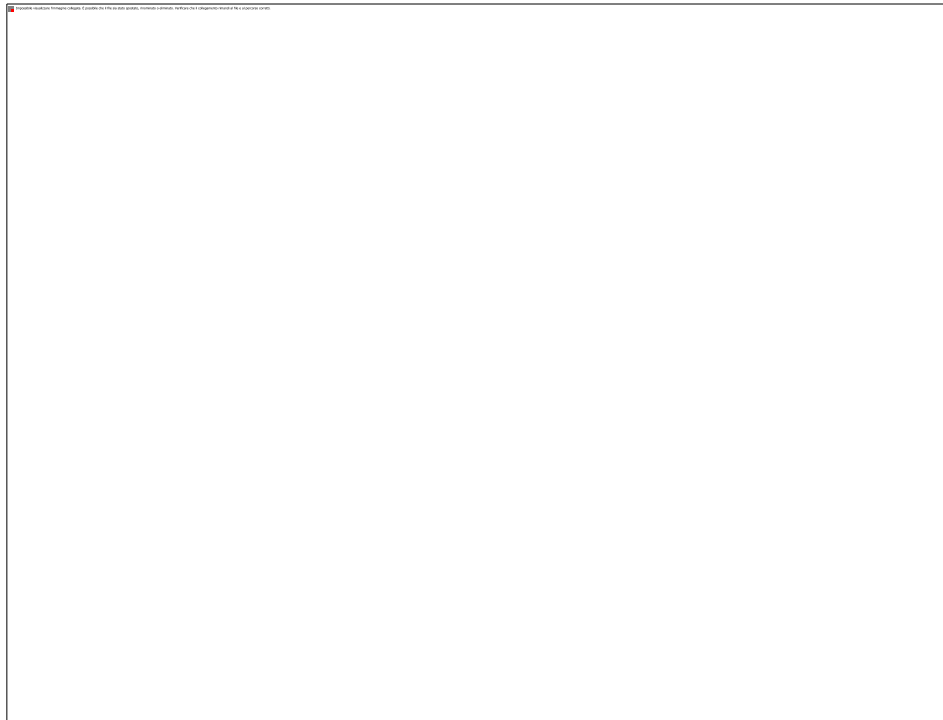
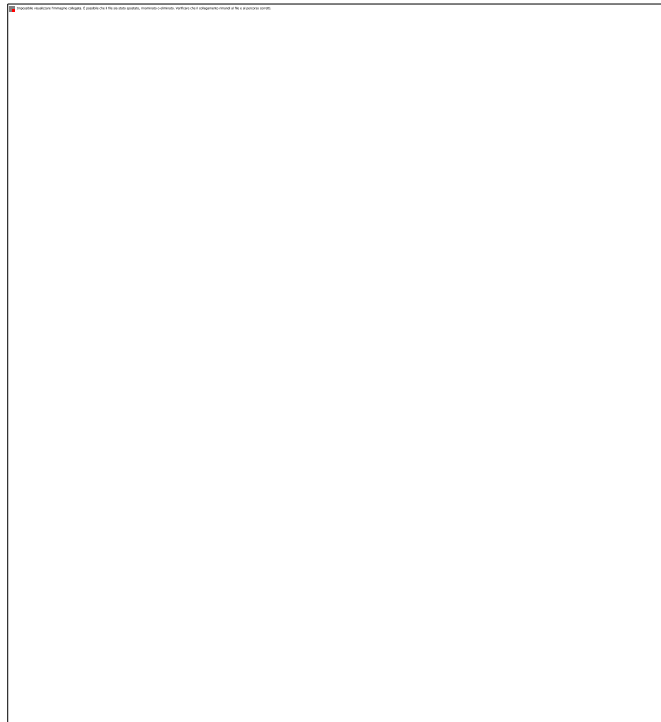


Figura 10.31 – INVILUPPO SLU – Tensione massima appoggi punto fisso (Von Mises) 155MPa



**Figura 10.32 – INVILUPPO SLU – Tensione massima appoggio singolo (Von Mises)
155MPa**

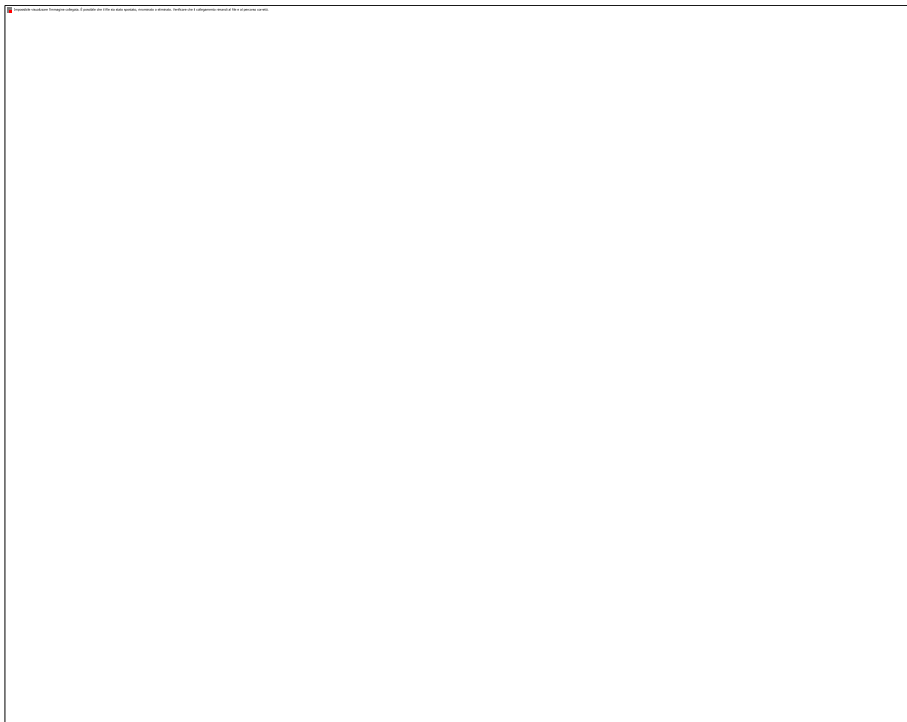


Figura 10.33 – INVILUPPO SLV – Tensione massima appoggi punto fisso (Von Mises) 223MPa

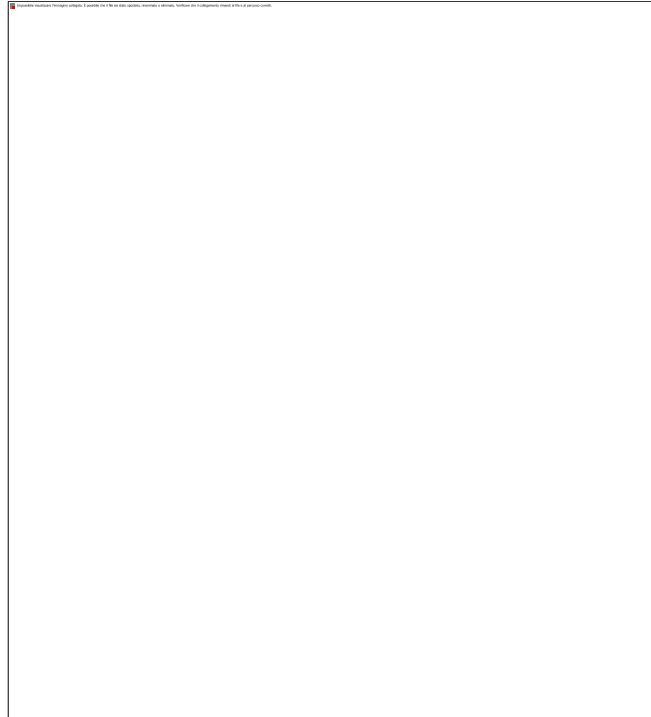


Figura 10.34 – INVILUPPO SLV – Tensione massima appoggi singolo (Von Mises) 233MPa

10.4.3 Scelta dell'interasse tra i compensatori di dilatazione e definizione dei punti fissi

L'adozione di giunti di dilatazione, di qualsiasi natura essi siano, presuppone una attenta valutazione delle tipologie di appoggio condotta-galleria da adottare. Nello schema seguente è riportata una disposizione semplificata dei vincoli della condotta. Per la trattazione si è fatto riferimento alle linee guida fornite dalla *EJMA Expansion Joint Manufacturers Association* dal titolo "*Standards of the expansion joint manufacturers association*", cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

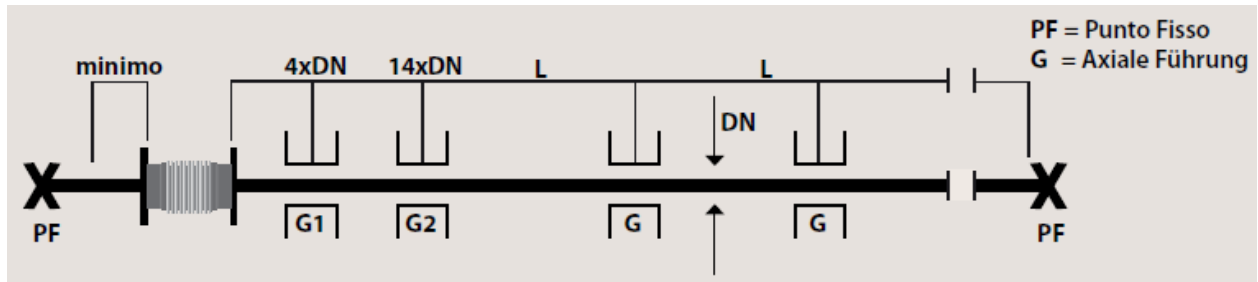


Figura 10.35 – Schema semplificato della disposizione dei vincoli di una condotta

Per il caso in esame sono state considerate distanze tra due punti fissi (PF) pari a 100, 200 e 300 m; il compensatore di dilatazione deve essere installato nelle vicinanze di uno dei due punti fissi e gli appoggi intermedi (G1, G2, G) consentiranno la deformazione assiale della tubazione scongiurandone i fenomeni di instabilità e di incremento di sollecitazione, dovute per esempio alle dilatazioni termiche.

I punti di ancoraggio (PF) sono stati dimensionati tenendo conto delle seguenti azioni:

- Reazione elastica del compensatore

$$F_c = K_c \times I$$

Con:

- K_c rigidità assiale del soffiutto metallico;
- I deformazione massima del compensatore sottoposto ai carichi di progetto (azione termica e sismica).

- Attrito generato dagli appoggi intermedi

$$F_a = f \cdot M$$

Con:

- f coefficiente di attrito per gli appoggi intermedi (cautelativamente posto pari a 0.2). Il valore del coefficiente di attrito degli appoggi, che saranno meglio descritti in seguito, per ciascuna condizione operativa di sforzo normale e temperatura, devono rispondere alla norma UNI-1337.

In particolare, nella parte 2 della norma - “Elementi di scorrimento”, sono riportati i valori di attrito da considerare per le comuni tipologie di appoggi.

prospetto 11 Coefficienti di attrito μ_{max}

Pressione di contatto σ_p (MPa)	≤ 5	10	20	≥ 30
PTFE con cavità/acciaio austenitico o rivestimento di cromo duro	0,08	0,06	0,04	0,03 (0,025) ^{a)}
PTFE con cavità/lega di alluminio anodizzato	0,12	0,09	0,06	0,045 (0,038) ^{a)}

a) Questi valori si applicano alla resistenza all'attrito delle superfici di scorrimento curve.

Nelle zone dove la temperatura minima efficace dell'appoggio non scende sotto i -5 °C, i coefficienti di attrito forniti nel prospetto 11 possono essere moltiplicati per un fattore di ¾.

Figura 10.36 – Valori di attrito per le comuni tipologie di appoggio

Per appoggi che lavorano a scorrimento la pressione di contatto è tipicamente maggiore di 30 MPa, alla quale corrisponde un valore di attrito massimo pari al 3%; tuttavia, non avendo definito nel dettaglio le specifiche tecniche dell'appoggio da utilizzare, in via del tutto cautelativa è stato adottato un coefficiente di attrito pari al 20%, valore ben al di sopra di tutti quelli riportati nel precedente prospetto.

In questo modo sono stati massimizzati i singoli contributi attritivi degli appoggi intermedi agenti sul punto fisso.

- **M** massa totale del tratto di condotta (acqua compresa) compreso tra due punti fissi
- Spinta di fondo dovuta alla pressione interna della condotta

$$F_p = p \cdot S$$

Con:

- **p** pressione interna della tubazione;
- **S** sezione trasversale effettiva del compensatore;

Il valore della spinta di fondo risulta preponderante nel caso di deviazioni planimetriche e/o altimetriche sostanziali, mentre può trascurarsi nel caso di tubazioni rettilinee non inclinate. Per la condotta in esame quindi, si trascura quest'ultimo contributo.

I compensatori di dilatazione adottati consentono uno spostamento massimo longitudinale e trasversale pari a 40 mm, di seguito se ne riporta un disegno di dettaglio.

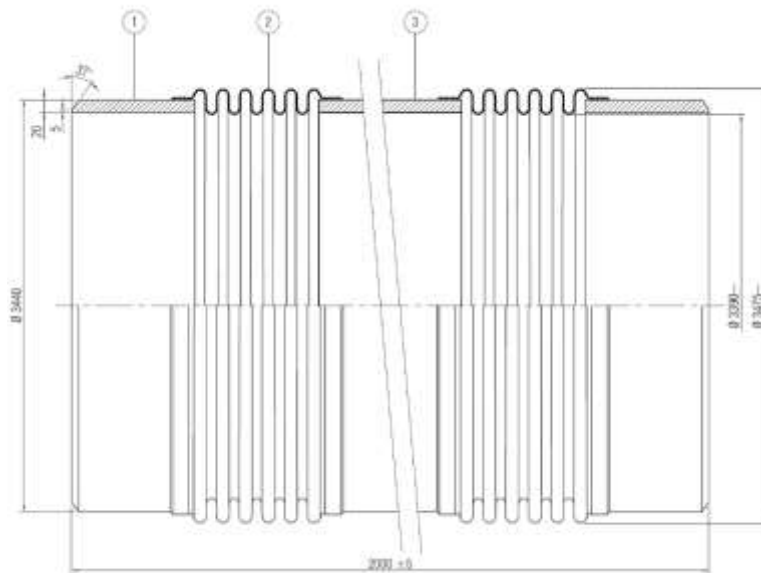


Figura 10.37 – Compensatore di dilatazione adottato

Il massimo valore adottabile come interasse tra i compensatori di dilatazione deriva da una semplice analisi sotto carico termico.

La variazione di lunghezza della condotta è calcolabile secondo la relazione:

Dove,

$$\Delta L = L \cdot c \cdot \Delta T$$

L lunghezza del tratto di riferimento della condotta

c coefficiente di dilatazione termica lineare dell'acciaio = $1,2 \times 10^{-5}$

ΔT Variazione termica di progetto

Imponendo come ΔL il valore massimo ammissibile dal compensatore (40 mm), si ottiene la massima lunghezza L dei tratti in cui può essere suddivisa la tubazione:

$$L = \Delta L / (c \times \Delta T) = 0.04 / (1.2 \times 10^{-05} \times 10) = 330 \text{ m}$$

Il prospetto seguente riassume le azioni gravanti sul punto fisso al variare dell'interasse dei compensatori: 100, 200 e 300 m.

GRANDEZZE RELATIVE AI COMPENSATORI E AZIONI SUI PUNTI FISSI		GRANDEZZE RELATIVE AI COMPENSATORI E AZIONI SUI PUNTI FISSI		GRANDEZZE RELATIVE AI COMPENSATORI E AZIONI SUI PUNTI FISSI	
Passo compensatori [m]	100	Passo compensatori [m]	200	Passo compensatori [m]	300
Rigidezza assiale [N/mm]	1500	Rigidezza assiale [N/mm]	1500	Rigidezza assiale [N/mm]	1500
Corsa assiale [mm]	40	Corsa assiale [mm]	40	Corsa assiale [mm]	40
Massima reazione elastica per deformazione [KN]	60	Massima reazione elastica per deformazione [KN]	60	Massima reazione elastica per deformazione [KN]	60
N° appoggi per compensatore	11	N° appoggi per compensatore	22	N° appoggi per compensatore	33
Coefficiente di attrito acciaio - teflon	0.20	Coefficiente di attrito acciaio - teflon	0.20	Coefficiente di attrito acciaio - teflon	0.20
Reazione attritiva per singolo appoggio [KN]	253	Reazione attritiva per singolo appoggio [KN]	253	Reazione attritiva per singolo appoggio [KN]	253
Risultante dovuta all'attrito di tutti gli appoggi [KN]	2812	Risultante dovuta all'attrito di tutti gli appoggi [KN]	5625	Risultante dovuta all'attrito di tutti gli appoggi [KN]	8437
Risultante agente sul punto fisso [KN]	2872	Risultante agente sul punto fisso [KN]	5685	Risultante agente sul punto fisso [KN]	8497

Per valutare gli effetti sul punto fisso delle risultanti agenti per i diversi valori di interasse dei compensatori sono stati sviluppati due differenti modelli FEM:

- *Modello con punto fisso costituito da una singola corniera incastrata alla base*
- *Modello con punto fisso costituito da tre corniere incastrate alla base*

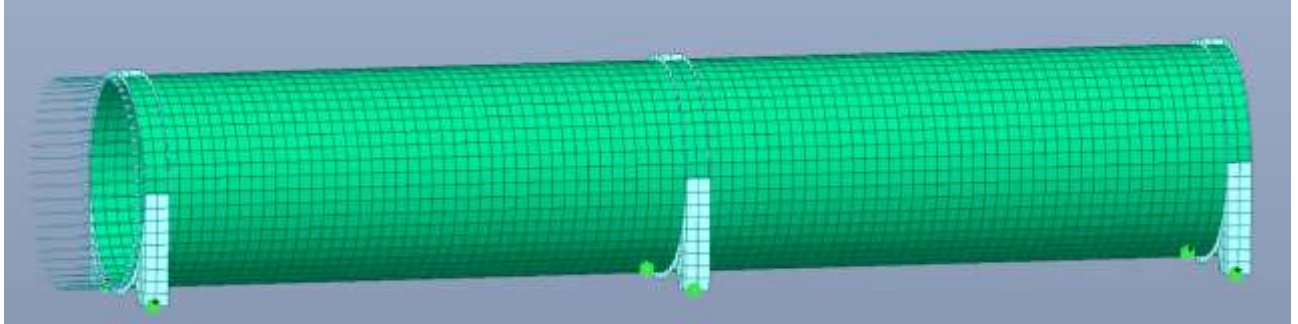


Figura 10.38 – Modello FEM punto fisso ad una corniera

- *Vincoli scorrevoli assialmente per le corniere ai bordi*
- *Incastri per la corniera centrale*
- *Carichi derivanti dal peso proprio della struttura e dell'acqua contenuta al suo interno*
- *Spinta risultante agente da sinistra verso destra*

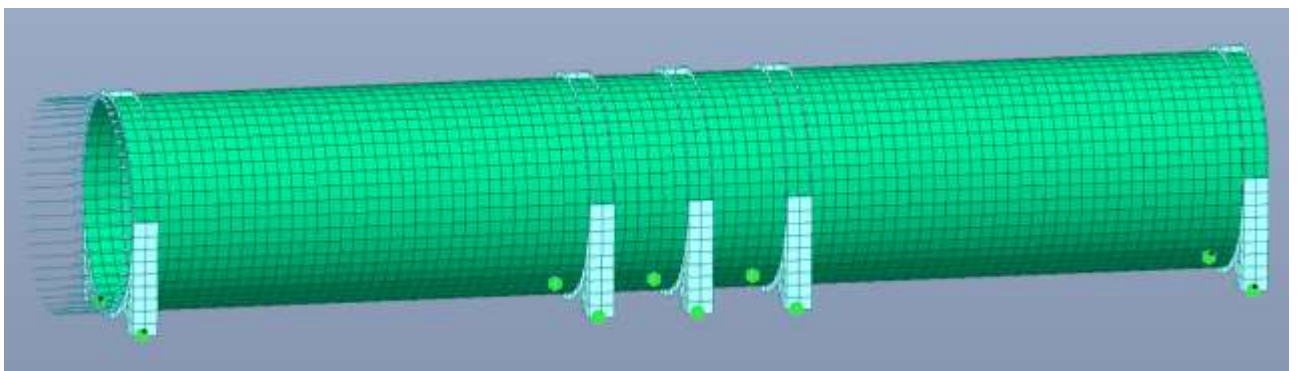


Figura 10.39 – Modello FEM punto fisso a tre corniere

- *Vincoli scorrevoli assialmente per le corniere ai bordi*
- *Incastri per le corniere centrali*
- *Carichi derivanti dal peso proprio della struttura e dell'acqua contenuta al suo interno*
- *Spinta risultante agente da sinistra verso destra*

Di seguito si anticipano i risultati riportati nel dettaglio nei paragrafi seguenti:

	PF una corniera	PF tre corniere
--	-----------------	-----------------

	Spinta totale [KN]	Tensione massima [Mpa]	Tensione massima [Mpa]
Interasse compensatori 100 m	2872	217	82
Interasse compensatori 200 m	5685	434	161
Interasse compensatori 300 m	8497	651	241

Modello FEM punto fisso ad una corniera

Di seguito il dettaglio dei risultati del modello FEM per i diversi valori di interasse dei compensatori.

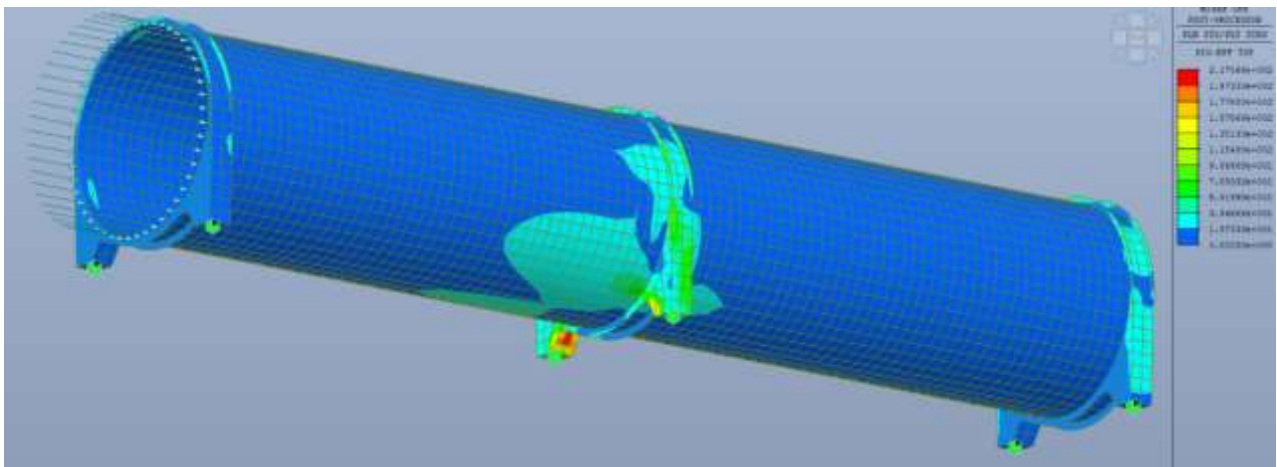


Figura 10.40 – Interasse compensatori 100m – Tensione Massima (Von Mises) 217 MPa

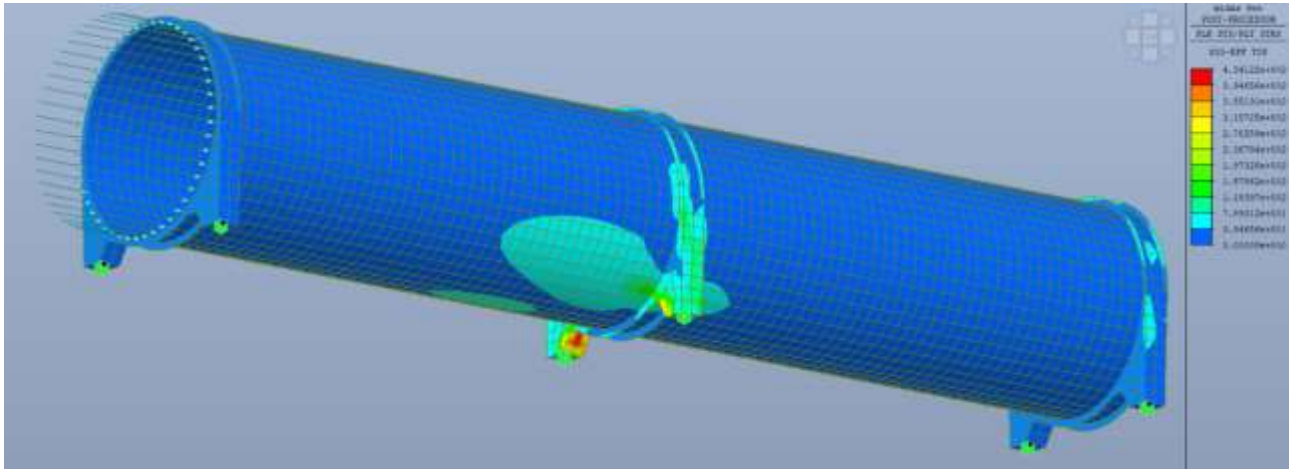


Figura 10.41 – Interasse compensatori 200m – Tensione Massima (Von Mises) 434 MPa

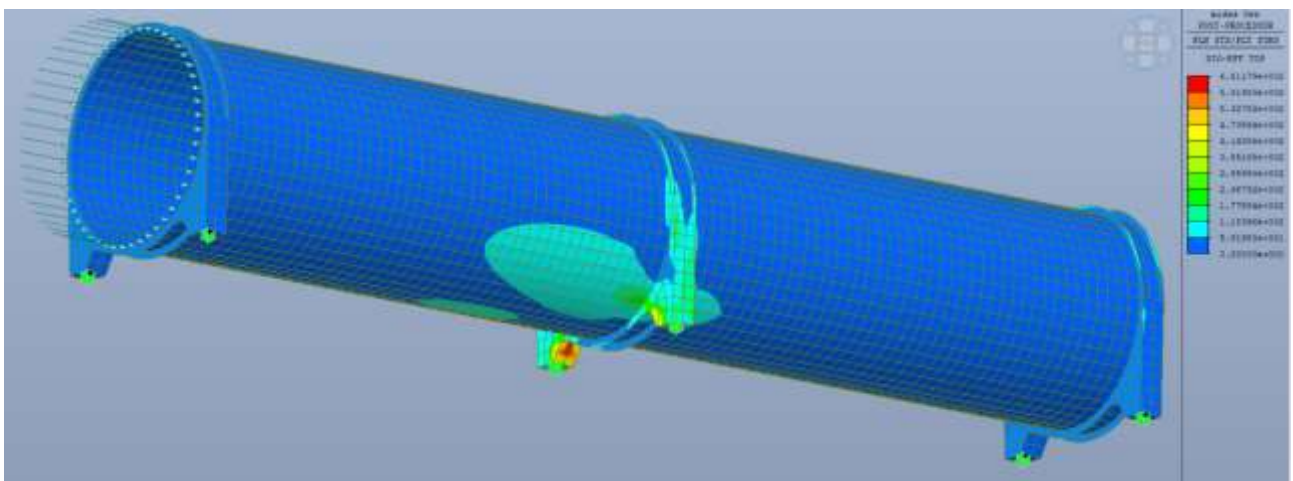


Figura 10.42 – Interasse compensatori 300m – Tensione Massima (Von Mises) 651 MPa

Modello FEM punto fisso a tre corniere

Di seguito il dettaglio dei risultati del modello FEM per i diversi valori di interasse dei compensatori.

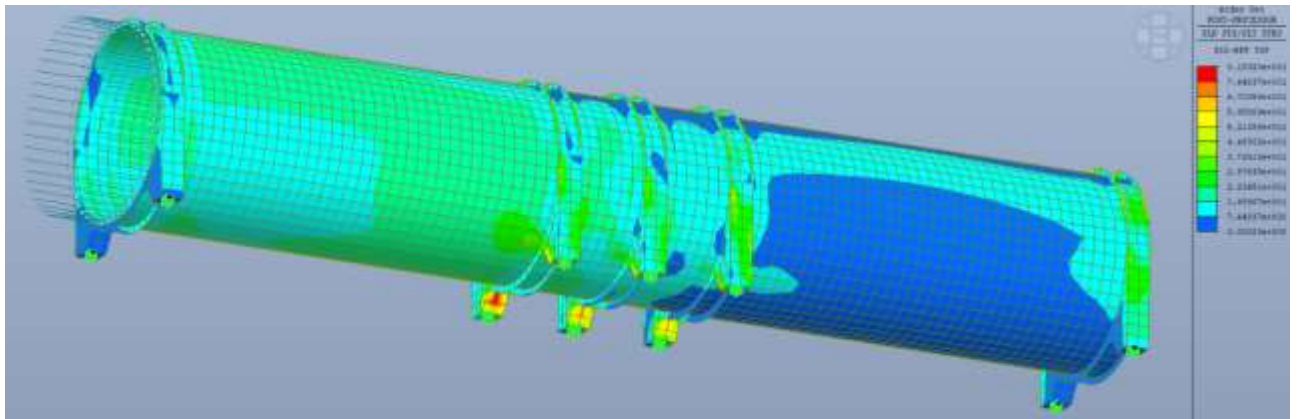


Figura 10.43 – Interasse compensatori 100m – Tensione Massima (Von Mises) 82 MPa

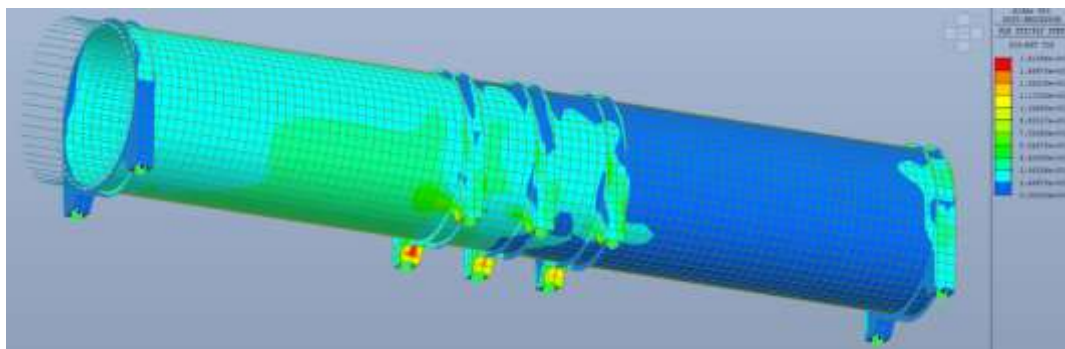


Figura 10.44 – Interasse compensatori 200m – Tensione Massima (Von Mises) 161 MPa

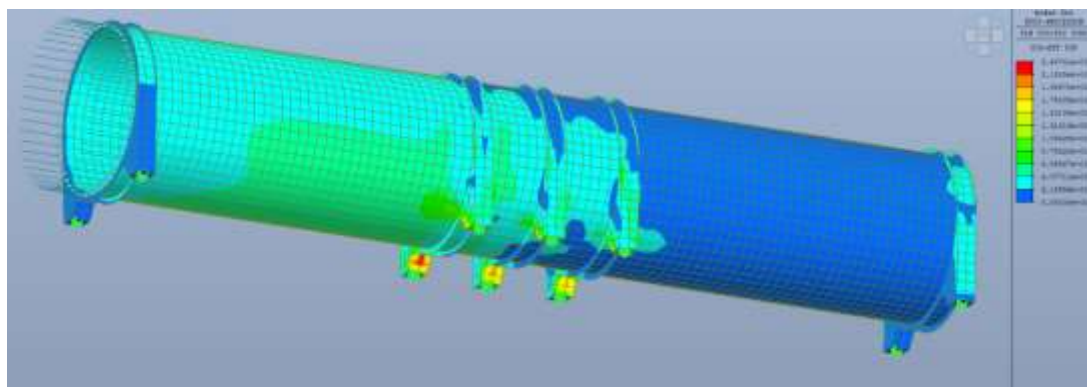


Figura 10.45 – Interasse compensatori 300m – Tensione Massima (Von Mises) 241 MPa

Come si può notare dei risultati riepilogati nella tabella riportata ad inizio paragrafo e nei più dettagliati modelli FEM, la scelta di un punto fisso costituito da una singola corniera comporterebbe, al fine di contenere le tensioni entro valori accettabili, l'adozione di un interasse massimo tra gli appoggi pari a 100 m.

La soluzione progettuale ritenuta più idonea risulta la seconda, con punti fissi costituiti da tre corniere che consentono di ridurre notevolmente il numero di compensatori di dilatazione, in quanto questi verranno posti ad interasse 300 m e non ogni 100 m come necessario per il modello con punto fisso ad una corniera.

10.4.4 Scelta dei sistemi di appoggio alla base della condotta

Individuata la geometria degli elementi resistenti (spessore 30 mm e angolo al centro di attacco *pedi di appoggio – condotta* θ : 180°), l'interasse degli appoggi (9 m) e dei compensatori di dilatazione (300 m), resta da definire il sistema di appoggio tra i piedi di appoggio della tubazione e il basamento in calcestruzzo.

Gli appoggi dovranno consentire gli spostamenti longitudinali, paralleli all'asse della condotta, in modo da assecondare le deformate derivanti dall'azione termica e dall'azione sismica, attivando i compensatori di dilatazione senza produrre incrementi tensionali nel corpo della condotta.

Al tempo stesso, per scongiurare i fenomeni di instabilità tipici dell'acciaio, gli appoggi da selezionare dovranno impedire gli spostamenti trasversali all'asse della condotta.

Tra le soluzioni tecniche adottabili quella più congeniale è rappresentata dagli appoggi acciaio teflon (Tipo FIP VASOFLON), che consentono di riprodurre le condizioni di vincolo sopra descritte riducendo al minimo le azioni attritive tra le parti a contatto.

Le forze in gioco per la scelta dell'apparecchio di appoggio sono le seguenti:

- Sforzo normale massimo allo SLU = 633 KN (Dal dimensionamento dell'interasse ottimale degli appoggi pari a 9 m)
- Sforzo di taglio massimo allo SLV = 280 KN (Dalla combinazione di involucro sismico del modello FEM)

Gli apparecchi selezionati dovranno garantire il rispetto delle prescrizioni riportate nella norma UNI EN 1337.

A titolo illustrativo si riporta lo schema funzionale di un appoggio tipo (FIP VASOFLON Unidirezionale).



Figura 10.46 – Schema funzionale appoggio tipo (FIP VASOFLON Unidirezionale)

L'apparecchio di appoggio risulta essere costituito dai seguenti principali componenti:

- un elemento inferiore (basamento) in acciaio, ancorato tramite zanche al basamento in calcestruzzo della galleria, in cui è ricavata una sede cilindrica per l'alloggiamento del disco in gomma;

- un disco in gomma alloggiato all'interno del basamento;
- un elemento intermedio circolare in acciaio che si inserisce in una sede circolare ricavata nell'elemento inferiore. La superficie superiore viene lavorata per l'alloggiamento del PTFE alveolato ed incassato, mentre centralmente vi è una nervatura (guida) atta ad assorbire gli sforzi perpendicolari alla stessa e definire il senso di scorrimento.

Lateralmente alla guida sono incollate ed avvitate in testa due strisce di materiale antifrizione tipo CM1, atte a produrre basso attrito allo scorrere nella scanalatura ricavata nell'elemento superiore e rivestita di acciaio inox;

- un elemento superiore di scorrimento, inferiormente ricoperto con una coppia di lamiere in acciaio inox che coprono anche i lati della scanalatura centrale necessaria per l'alloggiamento della guida.

Tali dispositivi di appoggio dovranno essere periodicamente lubrificati e mantenuti per poter garantire il loro ottimale funzionamento per tutta la vita utile della struttura.

10.5 Schema di calcolo definitivo

Il modello FEM di riferimento per le verifiche finali e per la validazione delle scelte progettuali operate presenta le seguenti caratteristiche:

- *Lunghezza totale del modello: 300 m*
- *Condotta di acciaio S355JR: spessore 20mm*
- *Irrigidimenti (piedini e anelli) in acciaio S355JR: spessore 30mm*
- *Angolo di attacco dei piedini θ : 180°*
- *Luce tra gli appoggi: 9m*
- *Apparecchi di appoggio: A scorrimento, acciaio-teflon unidirezionali*

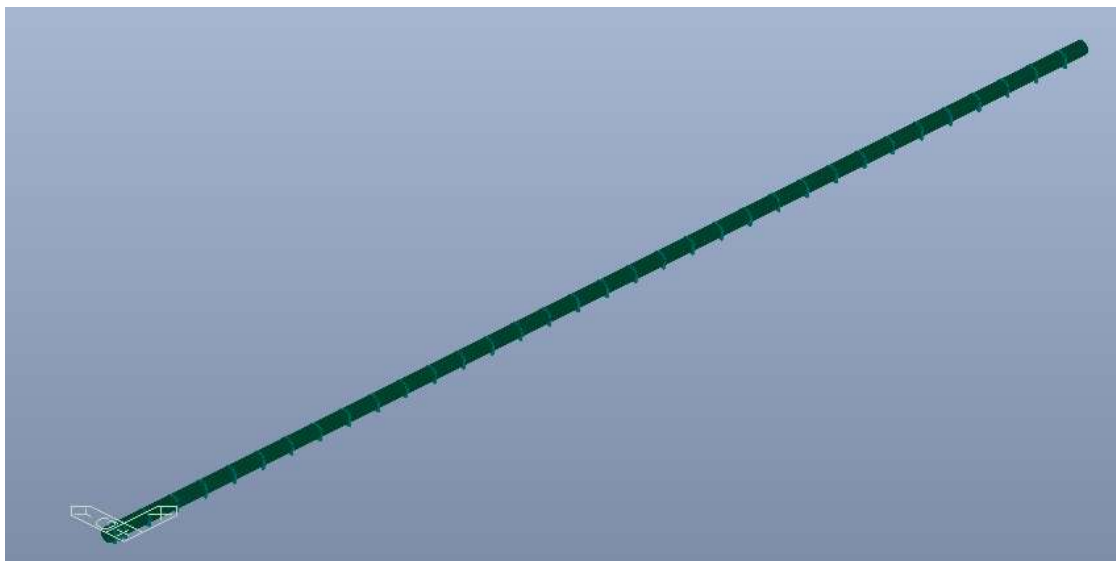


Figura 10.47 – Modello globale L 300 m – Interasse appoggi 9 m – spessore irrigidimenti 30 mm

Il punto fisso, situato all'inizio del modello, è stato effettivamente modellato mediante l'inserimento di tre corniere incastrate alla base, mentre agli appoggi intermedi è stato concesso il solo grado di libertà che consente gli spostamenti lungo l'asse della condotta.

L'estremo terminale, dove verrà inserito il compensatore di dilatazione, è stato lasciato libero di muoversi.

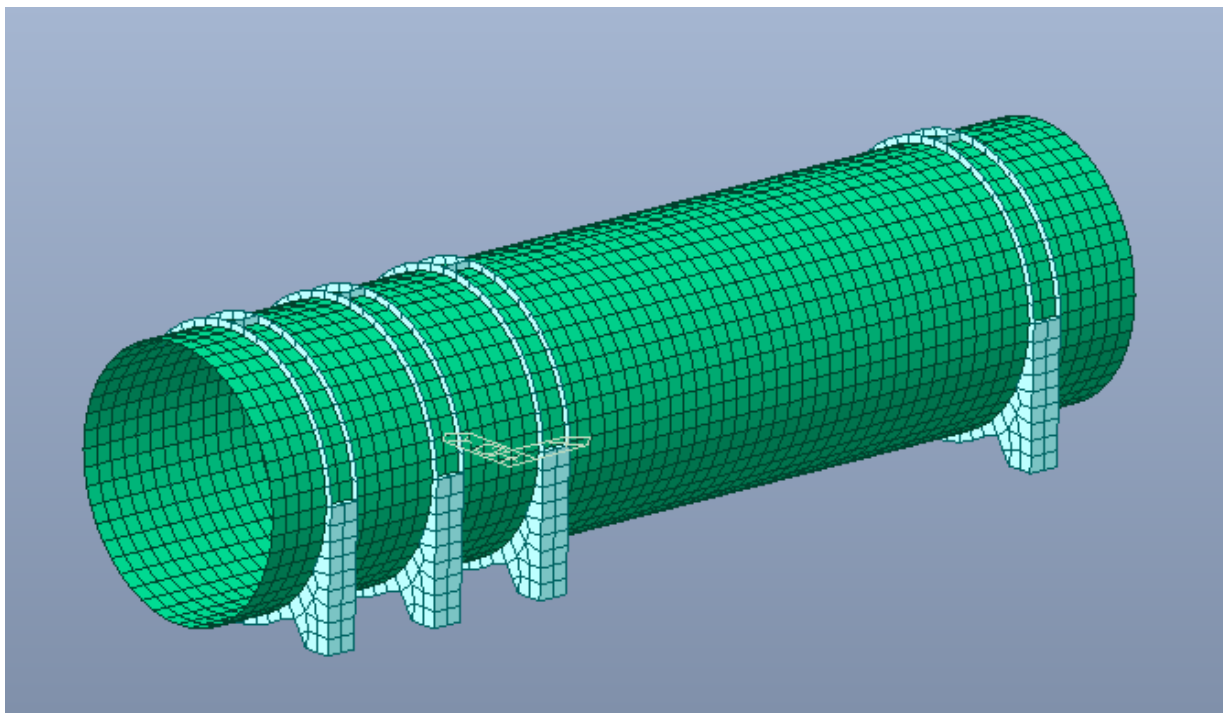


Figura 10.48 – Modello globale L 300 m – Dettaglio punto fisso

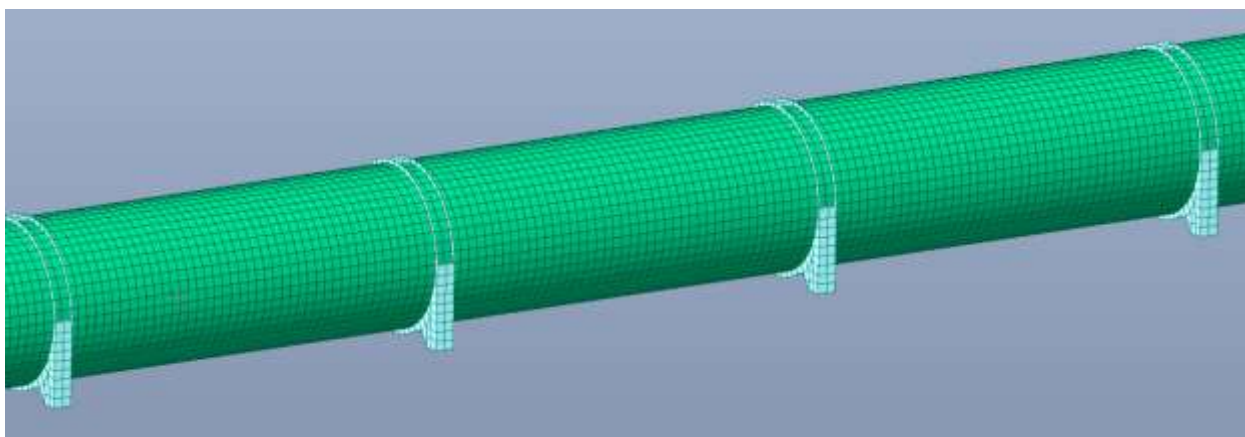


Figura 10.49 – Modello globale L 300 m – Dettaglio campate centrali (Interasse 9 m)

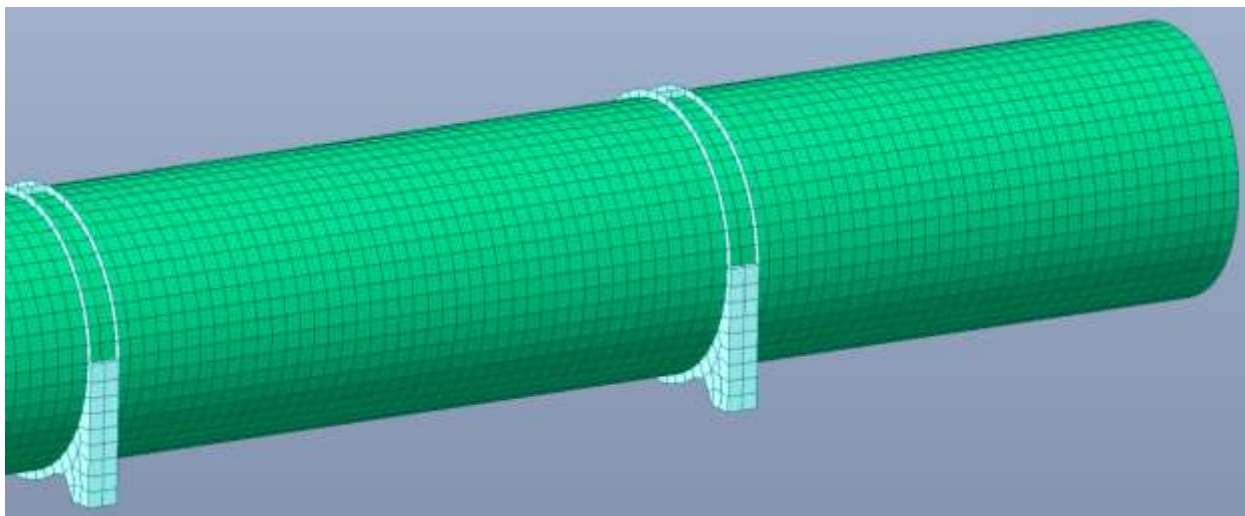


Figura 10.50 – Modello globale L 300 m – Dettaglio compensatore di dilatazione (estremo libero terminale)

10.6 Combinazioni di carico

Come anticipato precedentemente, sono state condotte verifiche di resistenza della condotta allo SLU (condizioni di carico statiche) e allo SLV (condizioni di carico dinamiche), di seguito si riportano i prospetti contenenti i coefficienti applicativi utilizzati.

10.6.1 Combinazioni di carico SLU

CARICO	1	2	3	4
Peso proprio	1.3	1.3	1.3	1.3
Riempimento acqua	1.3	1.3	1.3	1.3
Pressione interna	1.3	1.3	1.3	1.3
Azione termica +	1	-1	0	0

Azione termica -	0	0	1	-1
------------------	---	---	---	----

10.6.2 Combinazioni di carico SLV

CARICO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Riempimento acqua	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Pressione interna	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Sisma X	1	0.3	0.3	1	-1	-0.3	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3
Sisma Y	0.3	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1
Spostamenti imposti	0.3	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1
Sisma Z	0.3	0.3	1	-0.3	0.3	1	-0.3	-1	-1	-0.3	0.3	-0.3

Nella scelta delle combinazioni di carico sismiche è stata sfruttata la simmetria del modello nella sola direzione trasversale all'asse della condotta (direzione Y), ciò ha permesso di ridurre notevolmente il numero di combinazioni da considerare nel modello.

10.7 Verifiche

I risultati delle verifiche condotte sono riportati di seguito, sia per lo stato limite ultimo in condizioni statiche (SLU) che per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita in condizioni sismiche (SLV).

10.7.1 Verifiche SLU/SLV

Tutte le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo (SLU) e in condizioni sismiche (SLV) risultano soddisfatte, nel seguente paragrafo si riporta il dettaglio dei risultati per le sezioni di maggior interesse.

Oltre alle verifiche di resistenza sono state condotte anche verifiche in termini di spostamenti, in particolare è stato accertato che gli spostamenti indotti dall'azione sismica, derivante dall'inerzia della struttura e dell'acqua contenuta al suo interno, e quelli imputabili all'azione termica fossero compatibili con la massima capacità di spostamento assiale e trasversale dei compensatori di dilatazione adottati (± 40 mm).

Rappresentazione grafica sollecitazioni

Le massime sollecitazioni agenti sul modello risultano inferiori al limite di snervamento del materiale, per ciascuna combinazione di carico, di seguito il dettaglio delle verifiche.



Figura 10.51 – INVILUPPO SISMA, massima tensione (Von Mises) 223 MPa

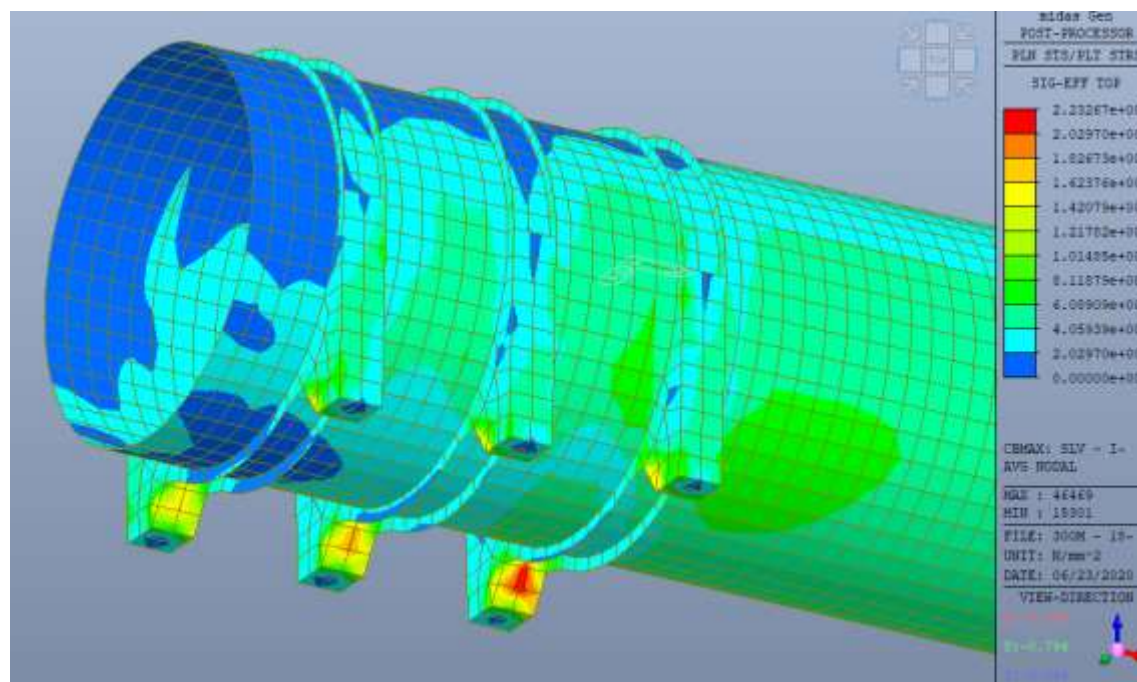


Figura 10.52 – INVILUPPO SISMA – andamento delle tensioni nel punto fisso

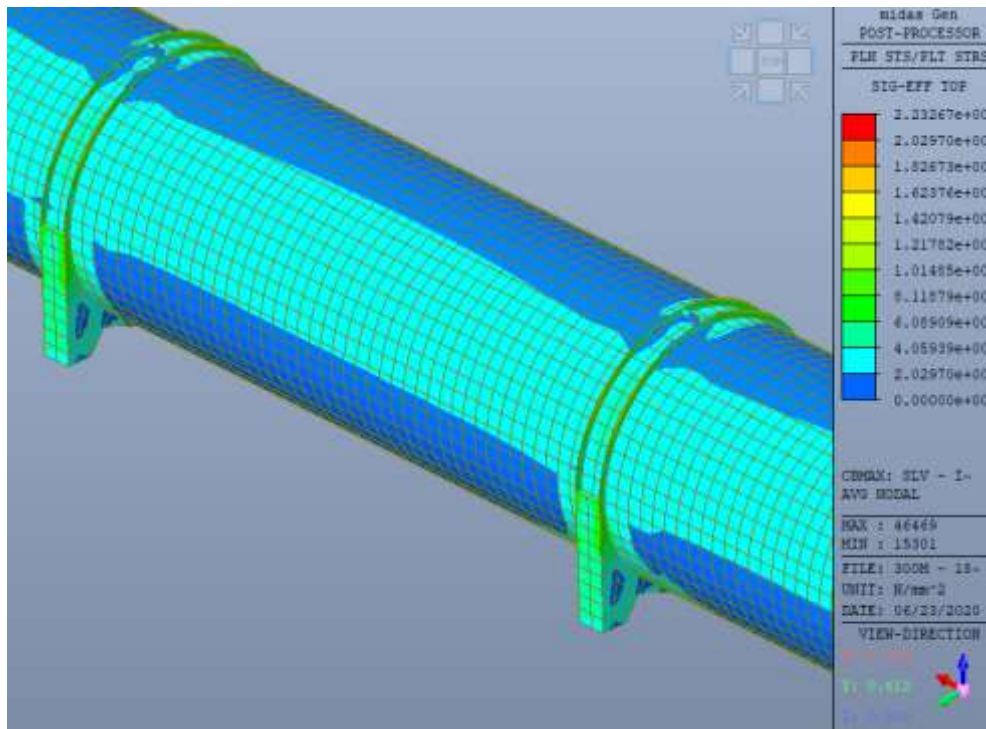


Figura 10.53 – INVILUPPO SISMA – andamento delle tensioni in campata intermedia

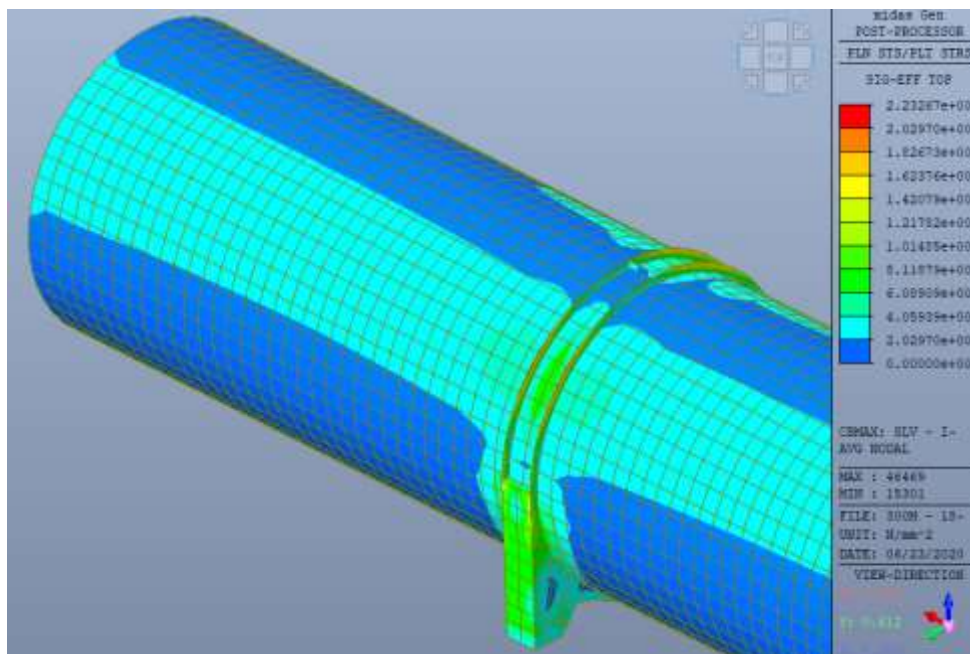


Figura 10.54 – INVILUPPO SISMA – andamento delle tensioni all'estremo libero

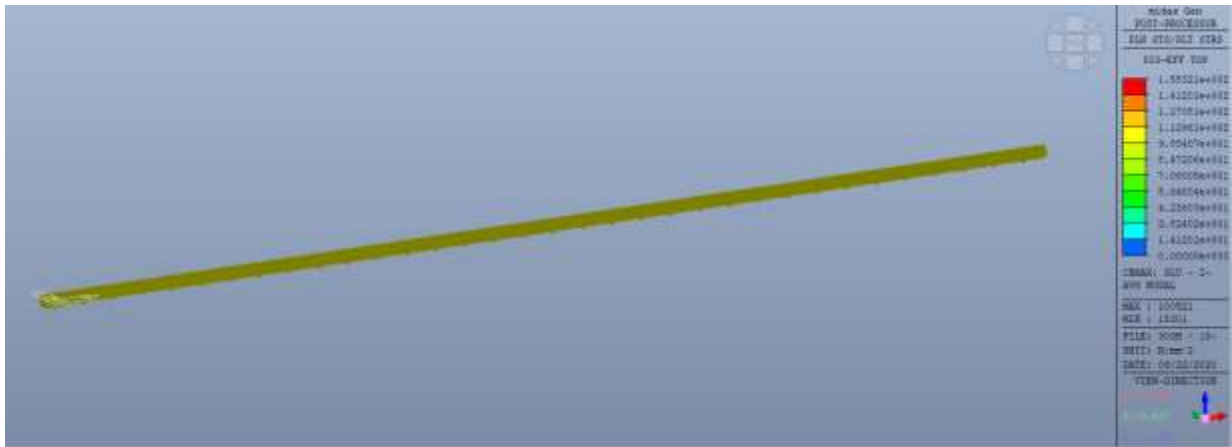


Figura 10.55 – INVILUPPO SLU 155 MPa

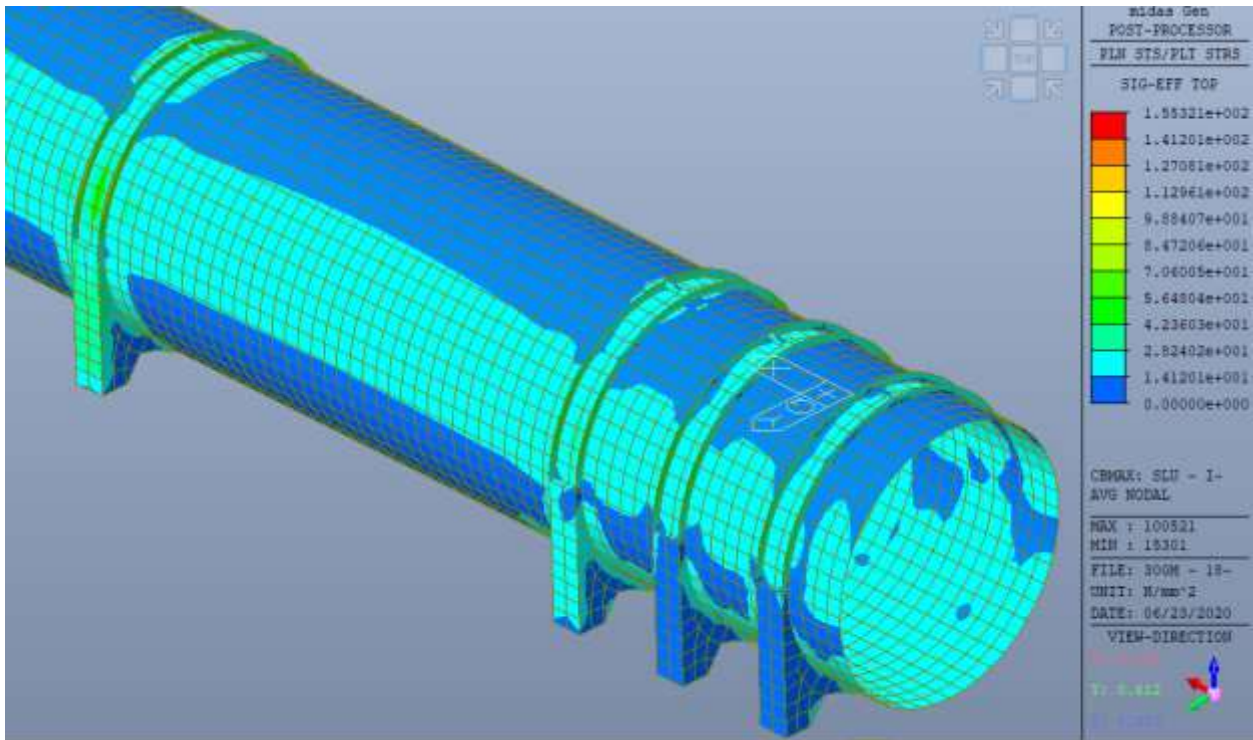


Figura 10.56 – INVILUPPO SLU – andamento delle tensioni nel punto fisso

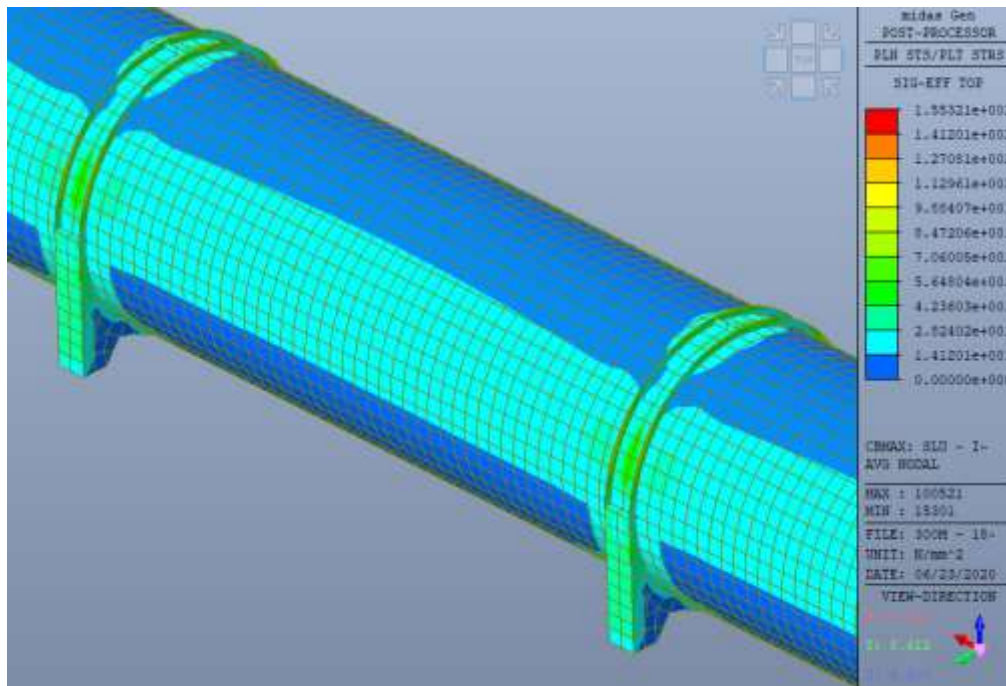


Figura 10.57 – INVILUPPO SLU – andamento delle tensioni in campata intermedia

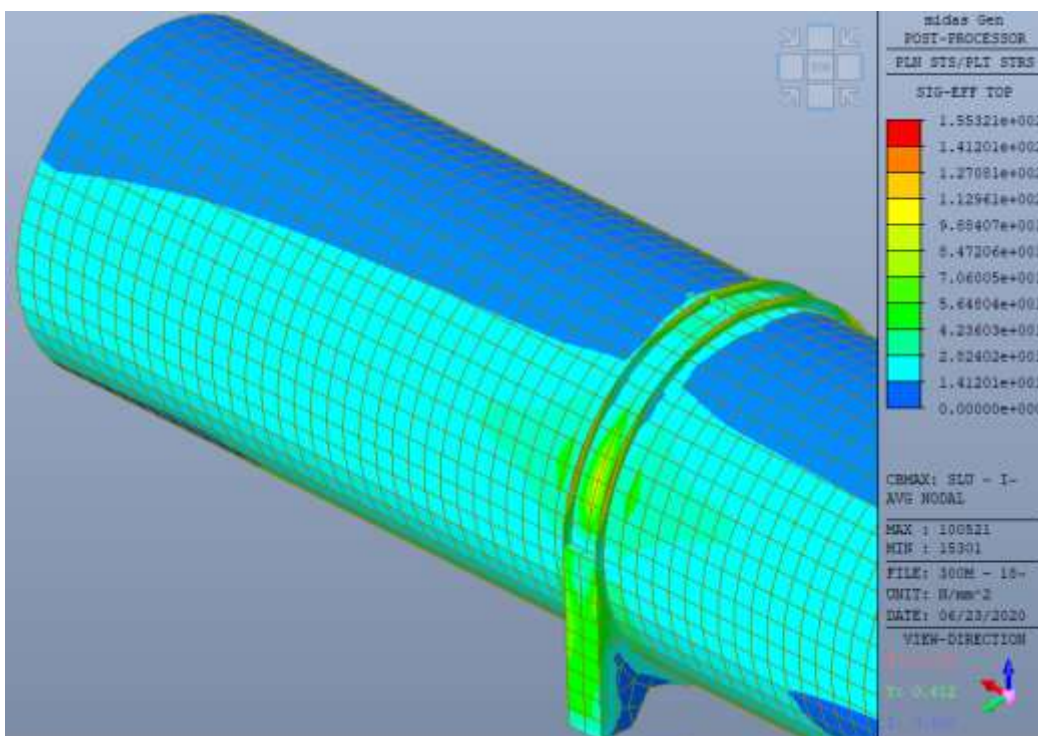


Figura 10.58 – INVILUPPO SLU – andamento delle tensioni all'estremo libero

Come si può notare dall'analisi dei risultati sopra riportati le tensioni agenti risultano sempre contenute e ben al di sotto del limite di snervamento dell'acciaio S355JR adottato per la condotta DN3400, pertanto tutte le verifiche di resistenza possono ritenersi soddisfatte.

Rappresentazione grafica degli spostamenti in corrispondenza del compensatore di dilatazione

Di seguito il dettaglio delle verifiche condotte sugli spostamenti risultanti in corrispondenza del compensatore di dilatazione per le varie combinazioni di carico.

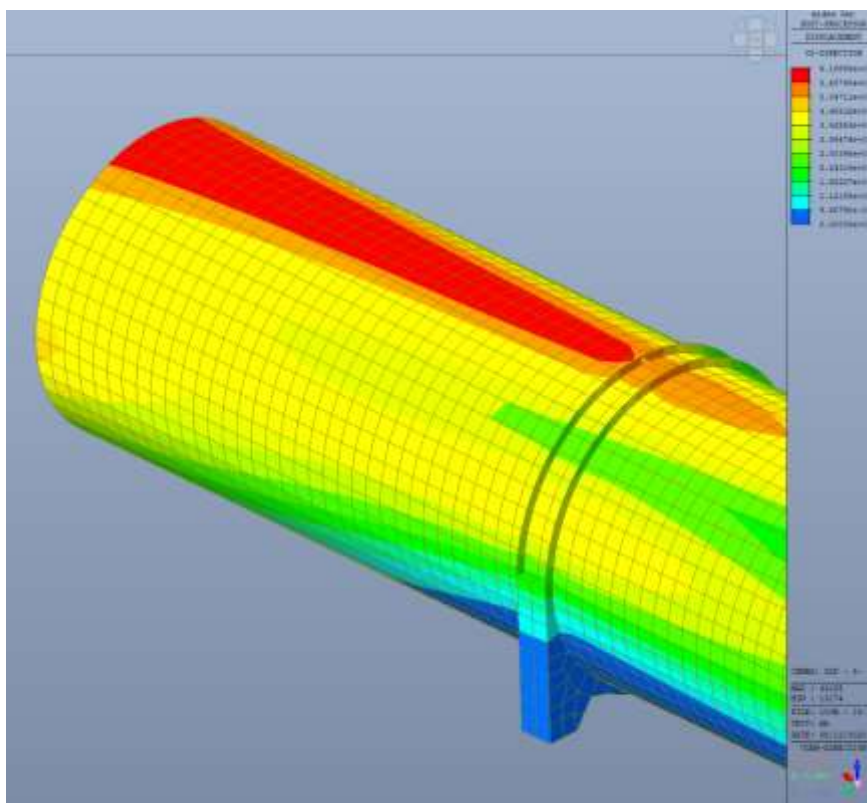


Figura 10.59 – Massimo spostamento DYZ INVILUPPO SLU 6.2 mm

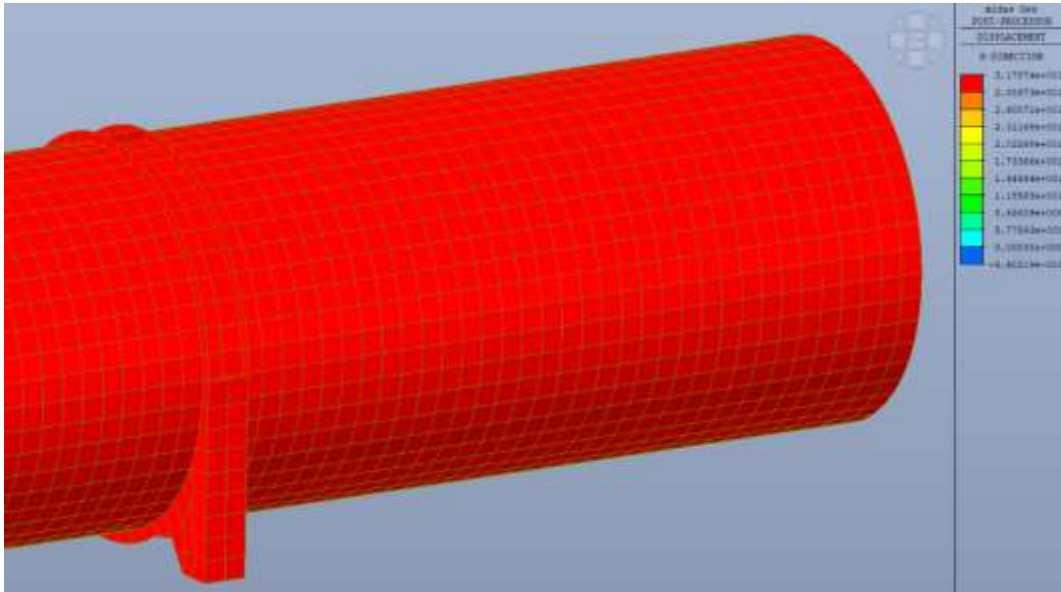


Figura 10.60 – Massimo spostamento DX INVILUPPO SLU 32 mm

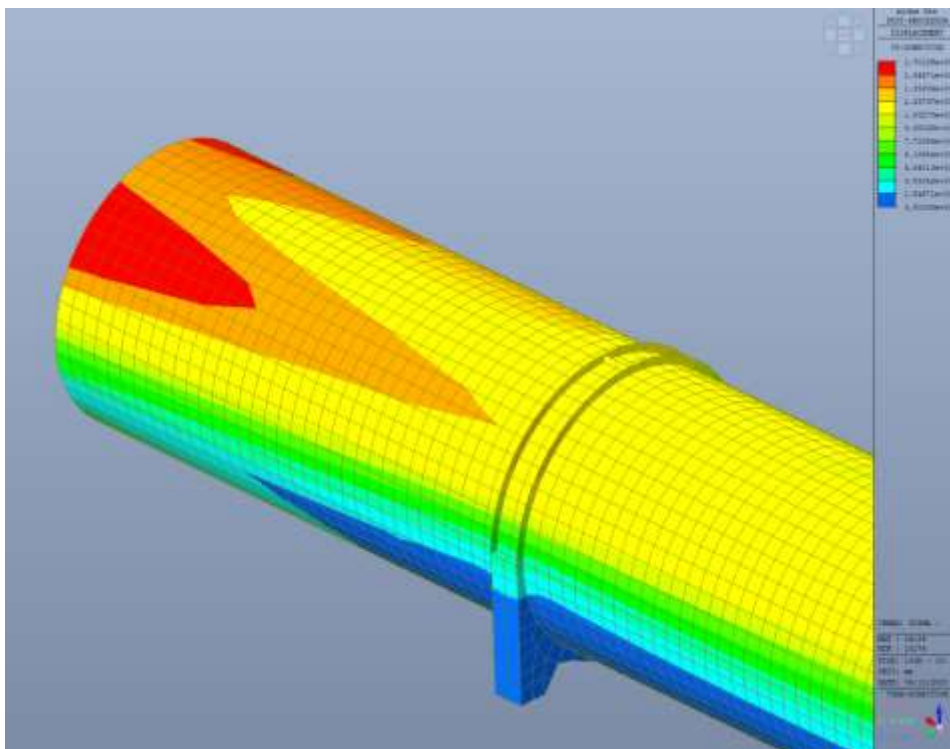


Figura 10.61 – Massimo spostamento DYZ INVILUPPO SISMA 17 mm

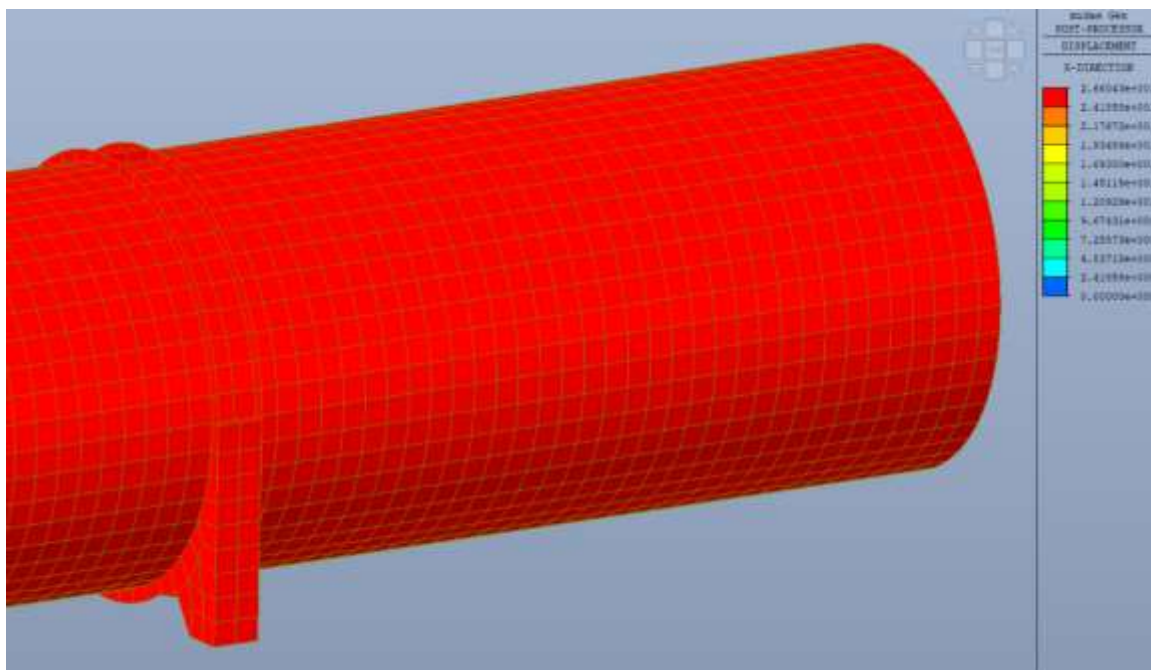


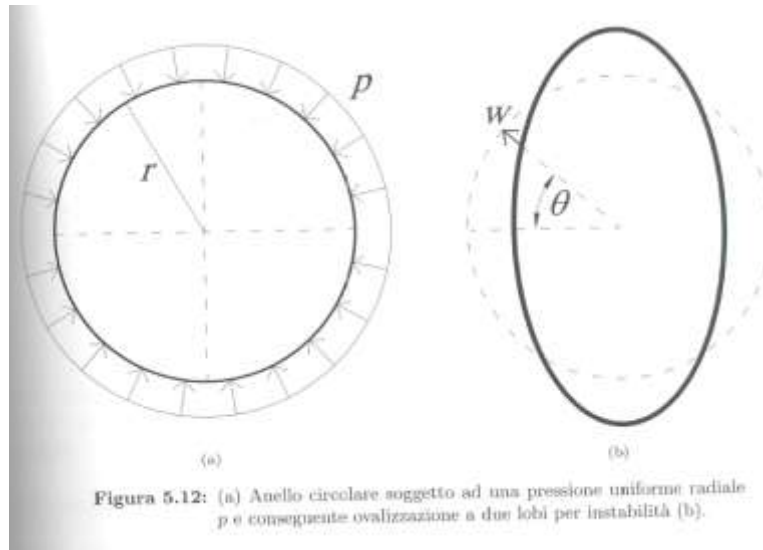
Figura 10.62 – Massimo spostamento DX INVILUPPO SISMA 27 mm

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica e dalle combinazioni di carico allo SLU nel piano Y-Z (trasversale all'asse della condotta) e in direzione X (parallela all'asse della condotta) risultano sempre compatibili con il massimo spostamento ammissibile dal compensatore di dilatazione sia in direzione assiale che trasversale (± 40 mm).

10.8 Valutazione dei fenomeni di instabilità della condotta

I casi di instabilità a cui può essere soggetto un tubo a sezione circolare costante sono:

1. Instabilità locale di un anello isolato di lunghezza unitaria, raggio R e compresso radialmente da una forza p ripartita uniformemente per unità di superficie. La pressione critica radiale è pari a [Timoshenko S., Gere J.M., "Theory of elastic stability", 1936]



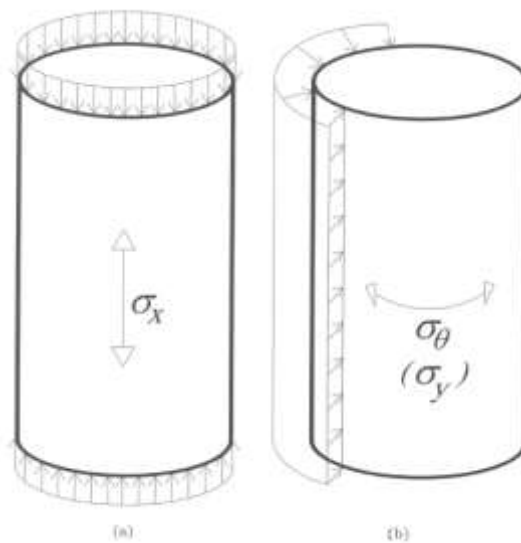
$$p_{cr} = \frac{E}{4(1 - \nu^2)} \frac{s^3}{R^3} = 92 \text{ kPa}$$

In cui:

- E rappresenta il modulo di Young pari a 210 GPa
- ν rappresenta il coefficiente di Poisson pari a 0,27
- s rappresenta lo spessore della condotta pari a 20mm
- R è il raggio della condotta pari a 1,7m

Dalla teoria dell'instabilità elastica pertanto, è prevista una deformata critica per un valore di pressione di compressione uniforme radiale alla tubazione pari a circa 92 kPa.

2. Instabilità globale per compressione assiale, circonferenziale e taglio dovuto ad azione di torsione uniforme [Galambos T. V., "Guide to stability design criteria for metal structures", 1998]



$$\sigma_{x,cr} = 0.608 \frac{E s}{R} = 1493 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\theta,cr} = 0.926 E \frac{s^{3/2}}{R^{3/2}} \sqrt{\frac{R}{L}} = 105 \text{ MPa}$$

In cui L rappresenta la lunghezza della condotta tra due appoggi posta pari a 9m.

Il valore di $\sigma_{x,cr}$ risulta essere molto al di sopra del valore limite allo snervamento dell'acciaio impiegato (S355) pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta.

Il valore della $\sigma_{\theta,cr}$, tensione circonferenziale critica, è stata confrontata con i valori massimi derivanti dalle combinazioni SLU/SLV nei casi in cui il grado di riempimento è completo e parziale (metà grado di riempimento). Di seguito è riportato un quadro riepilogativo di tali risultati e le immagini in funzione del grado di riempimento.

σ_{θ} [MPa]	Grado di Riempimento	Combinazione
-75.3	Metà Riempimento	Inviluppo SLV
-70.1	Metà Riempimento	Inviluppo SLU
-69.32	Riempimento Completo	Inviluppo SLV
-70.01	Riempimento Completo	Inviluppo SLU



Figura 10.63 Tensioni circonferenziali allo SLU nel caso di metà grado di riempimento

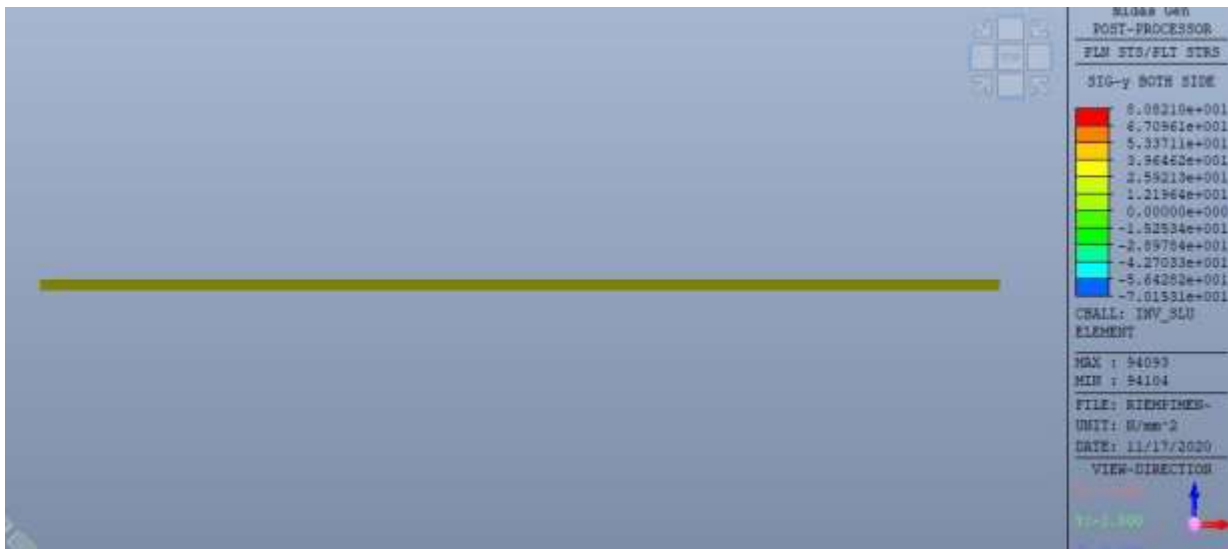


Figura 10.64 Tensioni circonferenziali allo SLV nel caso di metà grado di riempimento

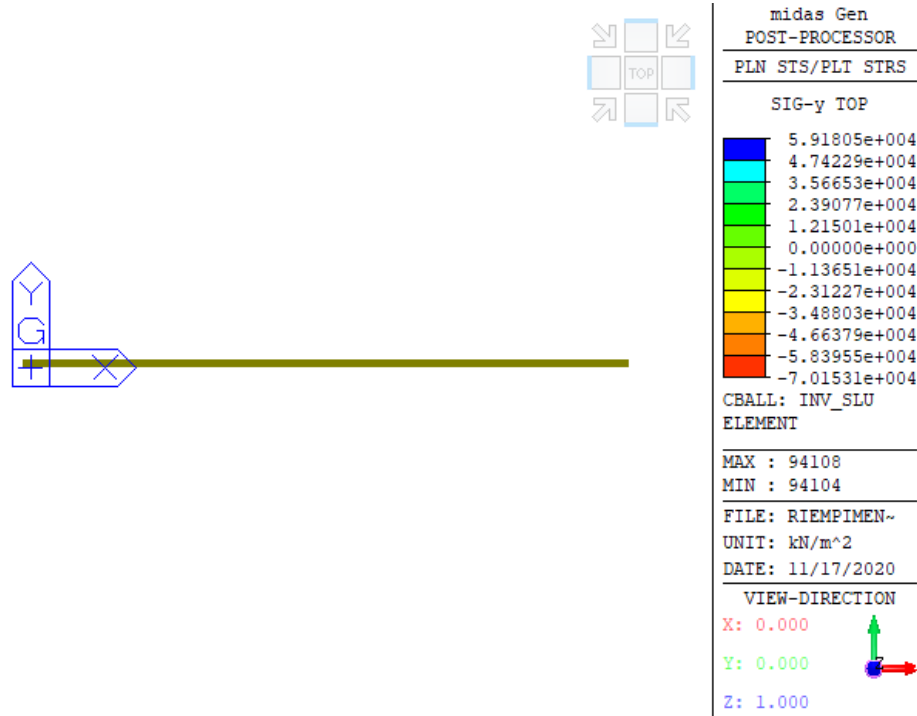


Figura 10.65 Tensioni circonferenziali allo SLU nel caso di grado di riempimento completo

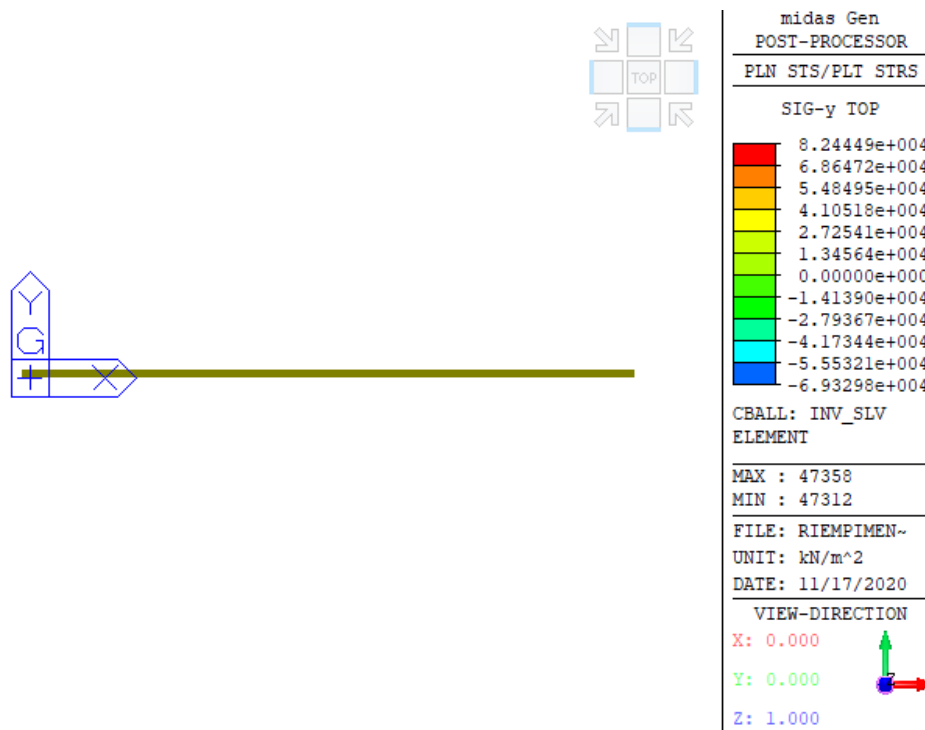


Figura 10.66 Tensioni circonferenziali allo SLV nel caso di grado di riempimento completo

Essendo il valore di $\sigma_{\theta,cr}$ al di sotto dei valori derivanti dalle analisi FEM la verifica può ritenersi soddisfatta.

3. Instabilità per ovalizzazione causata da un momento flettente M , agente alle estremità di una tubazione, accompagnata da una localizzazione della deformazione sotto forma di schiacciamento della zona compressa. Alcune espressioni determinate in letteratura sono le seguenti:

$$M_{cr} = 0.388E\pi R \frac{s^2}{\sqrt{(1-\nu^2)}} = 180.8 \text{ MNm}$$

[Belluzzi, "Un caso di instabilità per ovalizzazione dei tubi sollecitati a flessione", 1933] e [Chwalla, "Reine biegung schlanker, dunnwandiger rohre mit gerader achse, 1933]

$$M_{cr} = 0.987ER \frac{s^2}{\sqrt{(1-\nu^2)}} = 146.4 \text{ MNm}$$

[Brazier, "On the flexure on thin cylindrical shells and other thin sections", 1927] e [Guarracino, "On the analysis of cylindrical tubes under flexure: theoretical formulations, experimental data and finite element analyses", 2003]



Figura 3.33: Ovalizzazione di un tubo per effetto di un momento flettente agente alle estremità.

Le tensioni critiche risultano essere pari a:

$$\sigma_{cr,1} = \frac{M_{cr,1}}{W} = 1985 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr,2} = \frac{M_{cr,2}}{W} = 1608 \text{ MPa}$$

Con W modulo di resistenza pari a $9.16 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$.

I valori calcolati del momento critico per ovalizzazione causata da momento flettente, escludono che il fenomeno sia rilevante per la tubazione in progetto, in quanto i valori sollecitanti risultano notevolmente minori rispetto al valore limite della tensione di plasticizzazione.

10.8.1 Formulazioni di dettaglio per il calcolo della pressione critica

Le condizioni in cui i tubi con pareti sottili soggetti a pressione esterna possono raggiungere la condizione di collasso sono stati studiati matematicamente dalla seconda metà del XIX secolo. Nella seconda decade del XX secolo, Southwell e Von Mises ottennero equazioni in forma chiusa per tubi lunghi e corti, in cui le variabili fondamentali sono il rapporto diametro/spessore (D/t) e il rapporto lunghezza/diametro (L/D).

La determinazione della massima pressione esterna che un guscio cilindrico sottile infinitamente lungo ammissibile senza collasso fu studiata per la prima volta da Jacques Bresse nel 1859, sebbene Franz Grashof raggiunse lo stesso risultato nello stesso anno, proseguendo gli studi fatti da William Fairbairn con tubi di lunghezza finita nel 1858. L'allievo di Saint-Venant, Maurice Lévy ha ribadito l'espressione per la determinazione della pressione critica esterna nel 1884.

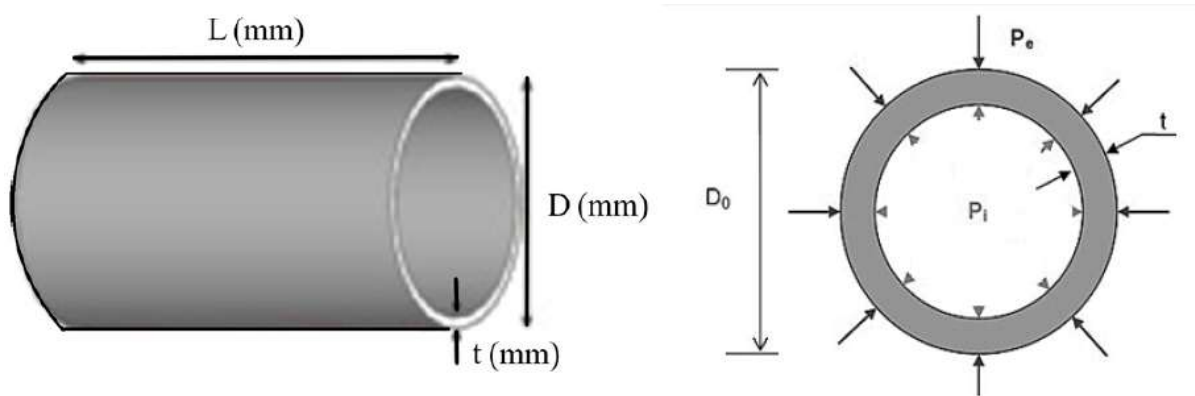


Figura 10.67 Geometria di riferimento per la valutazione dei fenomeni di instabilità

Tale espressione, per un singolo anello (ipotesi di condotta infinitamente lunga), risulta pari a:

$$P_{crit} = 2 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad [1]$$

Considerando le tensioni agenti tra due anelli contigui, tale espressione si traduce in:

$$P_{crit} = \frac{2 \cdot E}{(1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad [2]$$

dove:

- P_{crit} è la pressione critica di collasso;
- D è il diametro della condotta;
- t è lo spessore della condotta;
- E è il modulo di Young;
- ν è il coefficiente di Poisson.

Risulta evidente che per un tubo infinitamente lungo, il rapporto D/t è il parametro decisivo per quanto riguarda resistenza al collasso.

Ulteriori contributi a questo problema sono stati forniti da R.V. Southwell (1913-1915), e da Richard Von Mises nel 1914, introducendo nel calcolo il rapporto L/D , per tubi "corti", e n , il numero di lobi circolari che si formerebbero al collasso. Le equazioni sviluppate presuppongono che i tubi siano semplicemente appoggiate, con estremità che mantengono la loro circonferenza e sono libere di piegarsi.

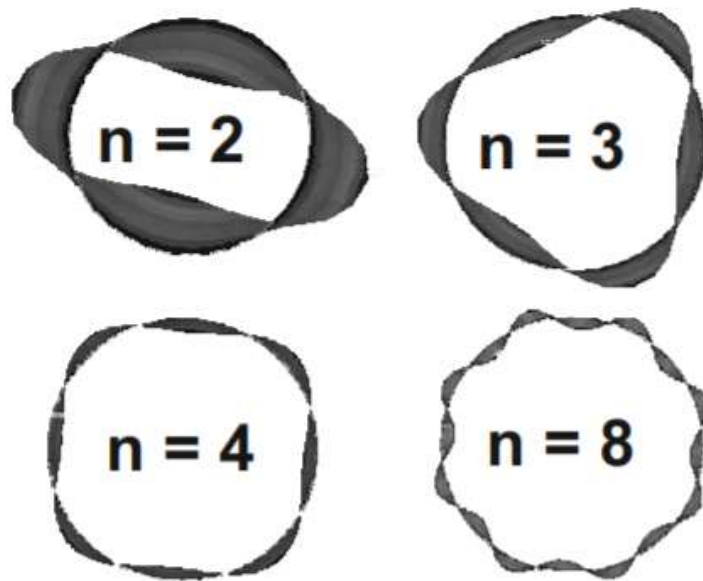


Figura 10.68 Numero di lobi che si formano in fase di collasso della tubazione

Definito n il numero di lobi che si formano nei tubi in condizioni di collasso per instabilità:

$$n = \frac{1.33}{(\alpha^{0.25} \cdot \beta^{0.5})} = \frac{1.67 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{0.25}}{\left(\frac{L}{D}\right)^{0.5}} \quad [3]$$

$$\alpha = \frac{t}{D} \quad \beta = \frac{2 \cdot L}{\pi \cdot D}$$

di seguito si riportano le espressioni determinate da differenti autori della pressione critica di collasso (P_{crit}), per tubi di lunghezza finita (L).

Von Mises (1914)

$$P_{crit} = 2E \cdot \alpha \left\{ \frac{\alpha^2}{3(1-\nu^2)} \cdot \left(n^2 - 1 + \frac{2n^2 - 1 - \nu}{n^2 \beta^2 + 1} \right) + \frac{1}{(n^2 - 1)(n^2 \beta^2 + 1)^2} \right\}$$

Southwell (1915)

$$P_{crit} = 2E \cdot \alpha \left\{ \frac{0.726}{(1-\nu^2)^{\frac{3}{4}}} \cdot \left(\frac{\alpha^{1.5}}{\beta} \right) \right\}$$

Tokugawa (1929)

$$P_{crit} = \frac{2E \cdot \alpha}{n^2 - 1 + \frac{1}{2}\beta^{-2}} \cdot \left\{ \frac{\alpha^2}{3(1-\nu^2)} \cdot \left((n^2 + \beta^{-2})^2 - \frac{n^4(2n^2 - 1)}{(n^2 + \beta^{-2})^2} \right) + \frac{1}{(n^2 \beta^2 + 1)^2} \right\}$$

Così come descritto al par.6.3 dell'elaborato A194PD R004 - *Relazione Idraulica* la perdita di carico nella condotta e di conseguenza la depressione massima che può raggiungersi nel caso di vuotatura, assumendo delle condizioni al contorno particolarmente cautelative, è pari a 25kPa.

La tubazione è caratterizzata da:

- D =3.4 m (diametro);
- t =20 mm (spessore);
- L=9m (lunghezza);
- $\nu = 0.27$;
- E=210000MPa;

Si determina:

- n=4 (numero lobi);
- D/t=170;
- L/D=2.65

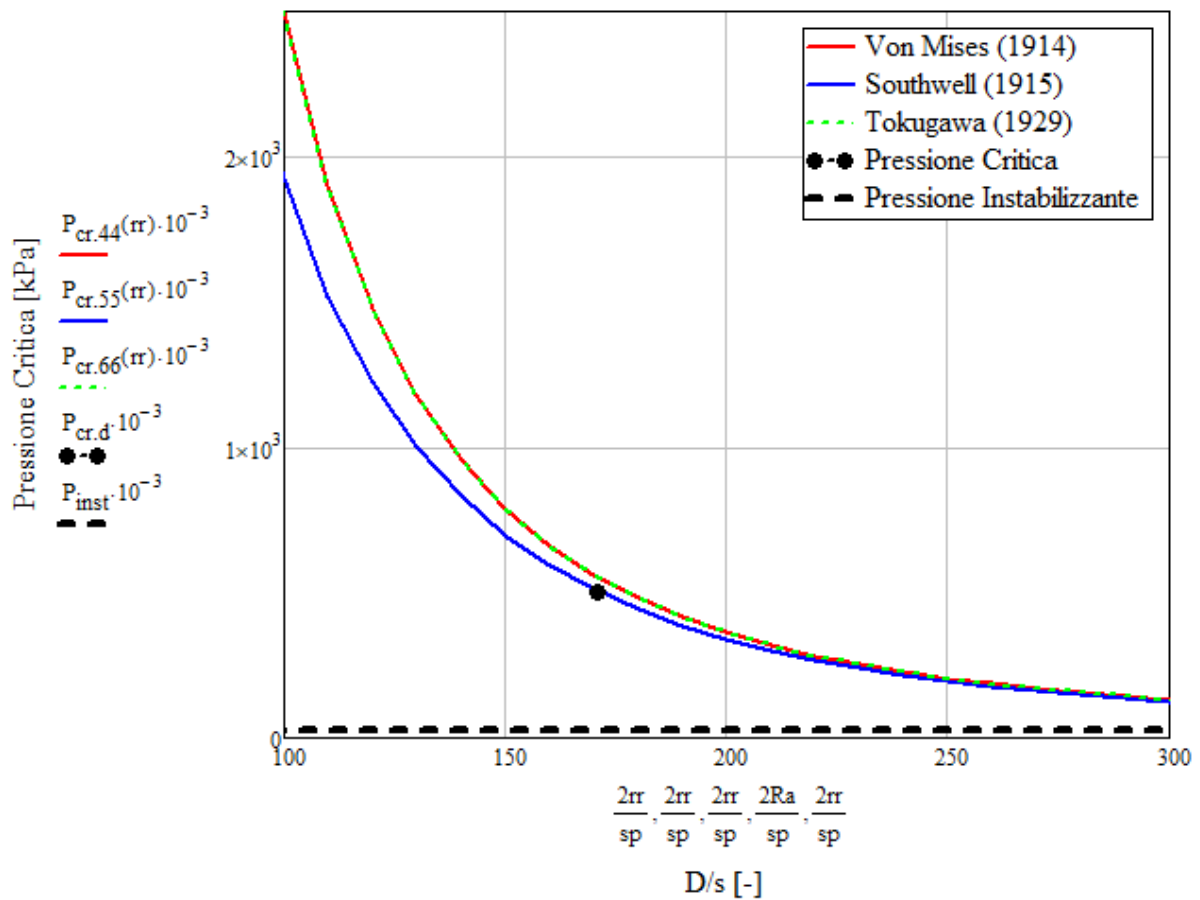
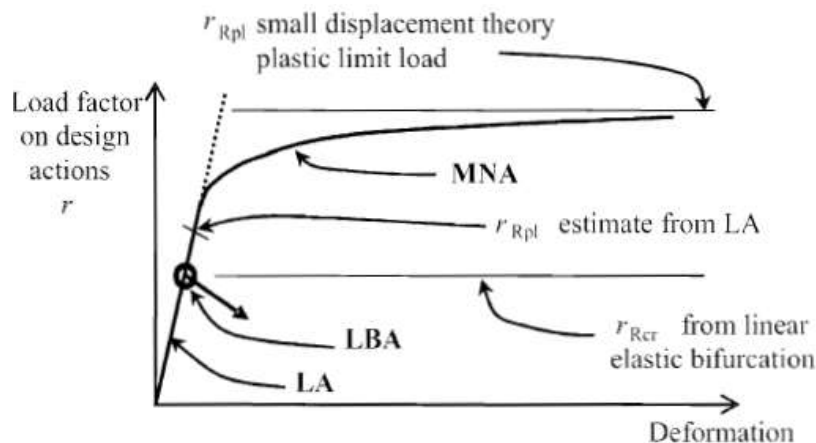


Figura 10.69 Confronto tra le espressioni di Von Mises[1914], Southwell [1915] e Tokugawa [1929] per la determinazione della pressione di instabilizzazione

La pressione critica per il caso in esame ($D/t=170$ ed $L=9m$) risulta pari a 503 kPa maggiore della pressione instabilizzante di 25kPa, la condotta risulta pertanto stabile.

10.8.2 Verifica al buckling secondo la UNI EN1993-1-6.

Ai fini della valutazione del fattore critico che comporta l'insorgere di fenomeni di instabilità per la condotta DN3400 in acciaio è stata svolta un'analisi lineare atta alla determinazione dei punti di biforcazione dell'equilibrio elastico (LBA Analysis) così come indicato nell'UNI EN 1993-1-6.



Il modello FEM è stato sviluppato nelle condizioni di completo riempimento della condotta; inoltre è stato considerato nelle sole condizioni sismiche anche un grado di riempimento medio della condotta.

Nelle analisi sono state considerate due condizioni di carico che possono portare potenzialmente ad instabilità elastica la condotta: una prima condizione, che rappresenta la configurazione statica, in cui sono stati incrementati monotonicamente ed in modo crescente il peso proprio della condotta e quello dell'acqua e una configurazione sismica in cui i carichi permanenti sono i seguenti:

- Peso Proprio
- Carico idrostatico dovuto al grado di Riempimento

mentre sono state considerate come forme di carico sottoposte ad un moltiplicatore crescente e monotono, le seguenti azioni derivanti dal sisma:

- Spostamenti indotti dal sisma sulla condotta DN3400 in acciaio attraverso gli appoggi ancorati sul basamento della galleria;

- Forze statiche equivalenti indotte dal sisma che simulano le sovrappressioni idrodinamiche relative ai modi di vibrazione e determinate dall'analisi dinamica lineare del sistema, considerando come forze quelle afferenti ai modi significativi della struttura, affinché si raggiunga una massa partecipante superiore all'85% della massa totale.

Le immagini seguenti mostrano il valore del fattore critico per le varie condizioni di carico.

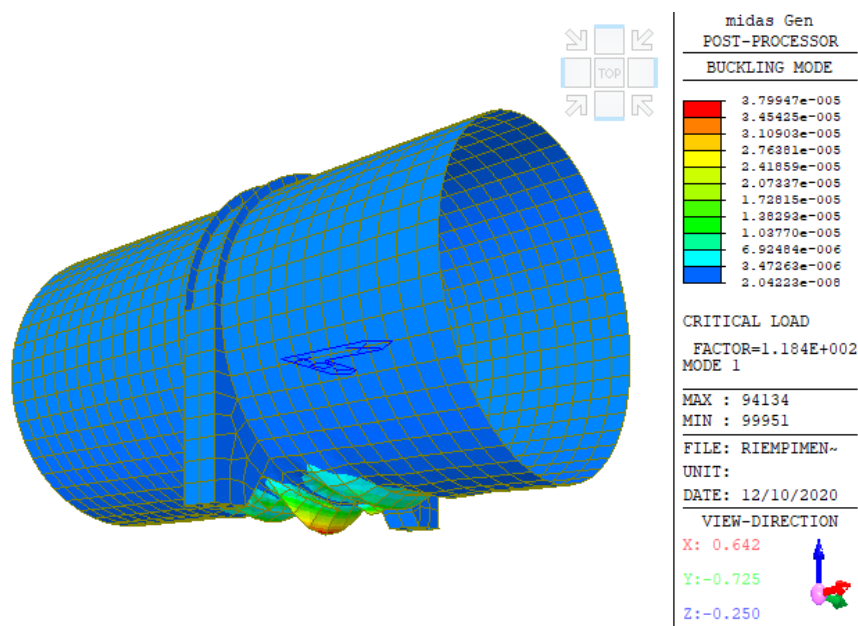


Figura 10.70 Deformata critica statica per il caso di condotta con metà grado di riempimento

$$\lambda_{crit} = 118,4$$

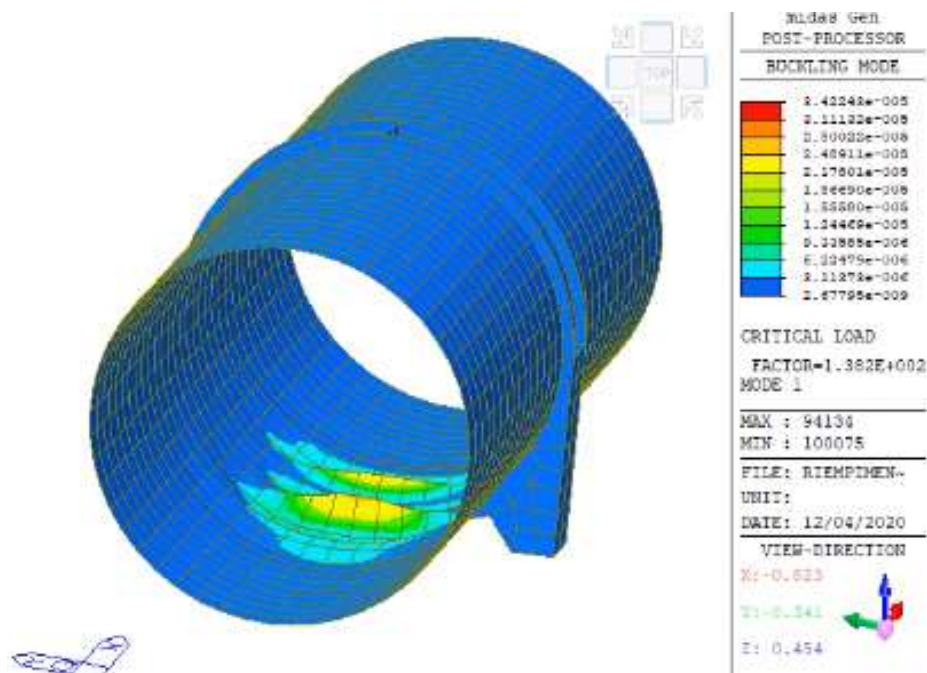


Figura 10.71 Deformata critica statica per il caso di condotta con grado di riempimento completo

$$\lambda_{crit} = 138,2$$

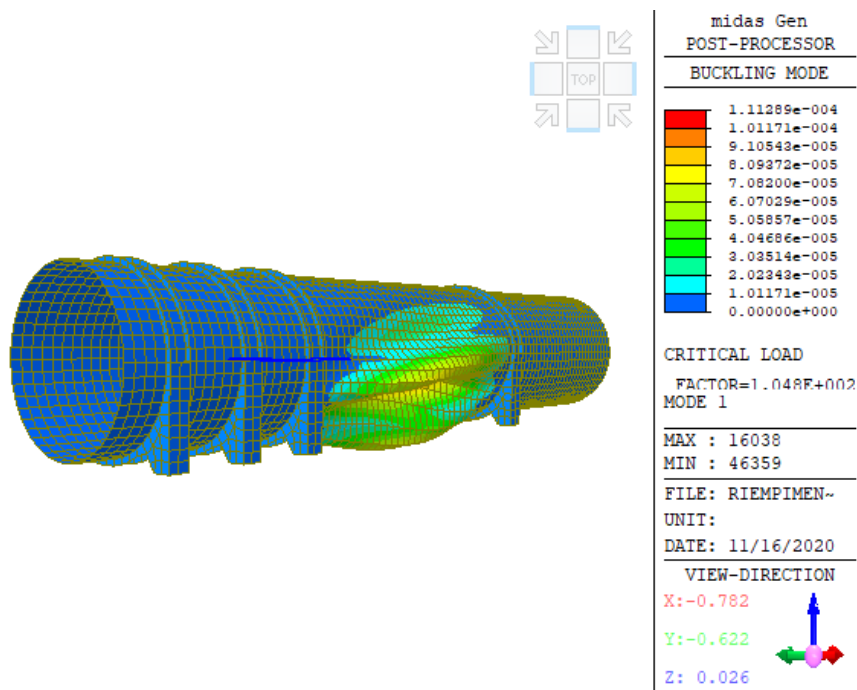


Figura 10.72 Deformata critica sismica per il caso di condotta con metà grado di riempimento

$$\lambda_{crit} = 104,9$$

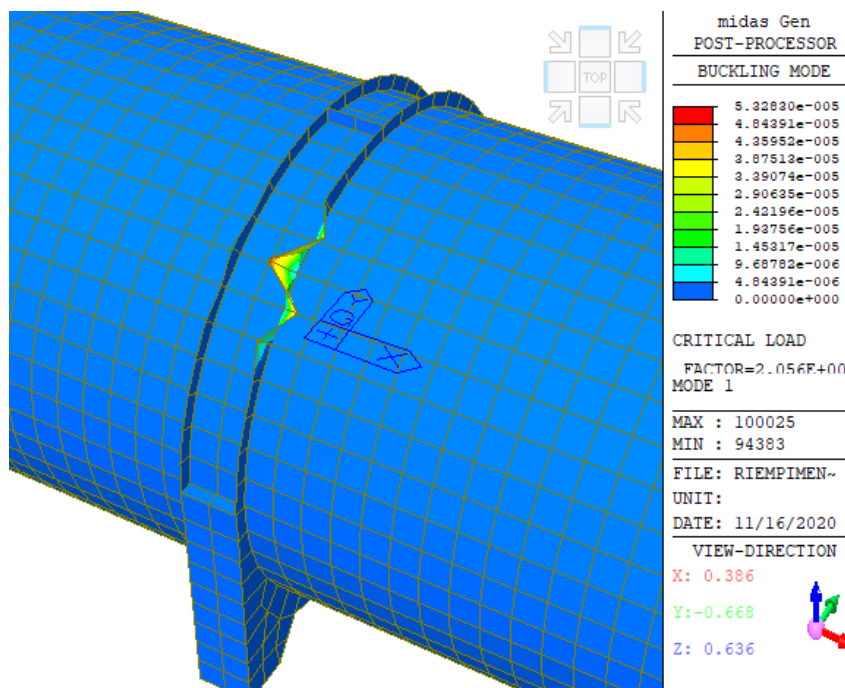


Figura 10.73 Deformata critica sismica per il caso di condotta con grado di riempimento completo $\lambda_{crit} = 20,5$

L'analisi di instabilità per il caso di condotta con metà grado di riempimento con incremento dei pesi propri (peso proprio della condotta + peso dell'acqua), mostra un primo modo che interessa la parte inferiore della tubazione in prossimità degli appoggi. Il fattore critico associato a tale modo risulta essere pari a 118,4.

L'analisi di instabilità per il caso di condotta con grado di riempimento completo con incremento dei pesi propri (peso proprio della condotta + peso dell'acqua), mostra un primo modo che interessa la parte inferiore della tubazione in prossimità degli appoggi (del tutto analogo a quello che si osserva per il caso di grado di riempimento completo). Il fattore critico associato a tale modo risulta essere pari a 138,2.

L'analisi di instabilità per il caso di condotta con metà grado di riempimento in condizioni sismiche mostra un primo modo che interessa la parte inferiore della

condotta posta in corrispondenza del punto fisso a tre corniere così come definito precedentemente nel capitolo. Il fattore critico associato a tale modo risulta essere pari a 104,9.

L'analisi di instabilità per il caso di condotta con grado di riempimento completo in condizioni sismiche mostra un primo modo che interessa esclusivamente un ingobbamento della corniera posta nella parte terminale del modello FEM. Il fattore critico associato a tale modo risulta essere pari a 20,5.

Di seguito è riportata la verifica secondo quanto riportato al par.8.6 della nell'UNI EN 1993-1-6 per i tre casi considerati.

Verifica statica nel caso di grado di riempimento parziale della condotta

Di seguito è riportato un quadro riepilogativo delle tensioni membranali e le immagini della condotta instabilizzata nelle analisi al buckling. (si faccia riferimento alle immagini di inizio paragrafo). In particolare si è preso a riferimento l'elemento FEM che mostra spostamenti maggiori in tale analisi. A favore di sicurezza si è considerata una qualità di fabbricazione della condotta di tipo medio (Classe C).

	σ_x [MPa]	σ_θ [MPa]	$\tau_{x\theta}$ [MPa]	Combinazione	Grado di Riempimento
BASE	-33.17	-11.30	-0.59	Involuppo SLU	Riempimento Completo

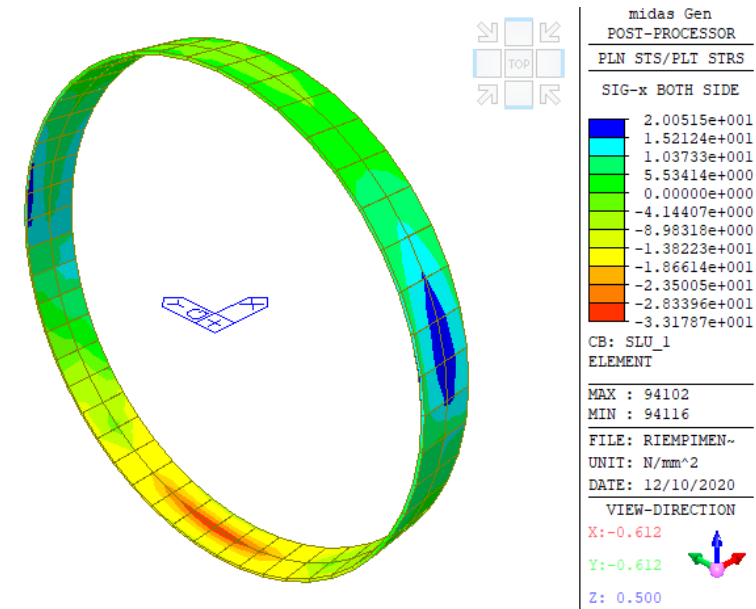


Figura 10.74 Tensioni membranali lungo l'asse della condotta

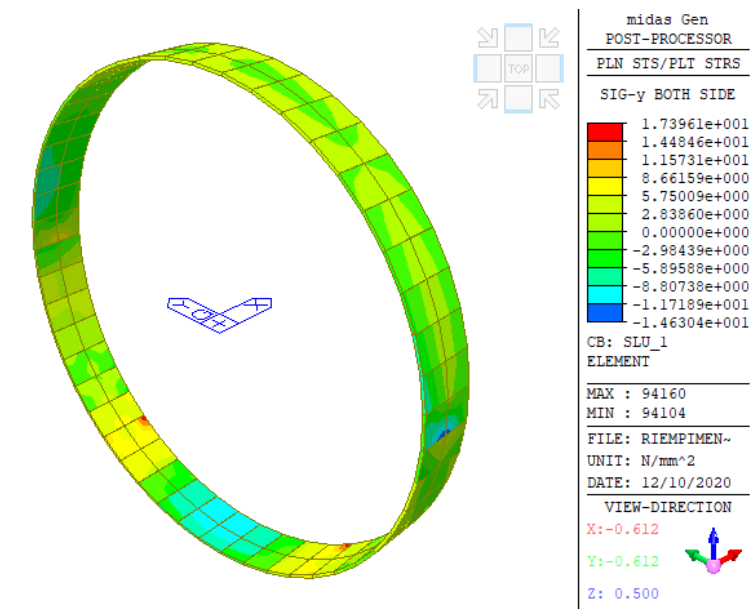


Figura 10.75 Tensioni membranali circonferenziali

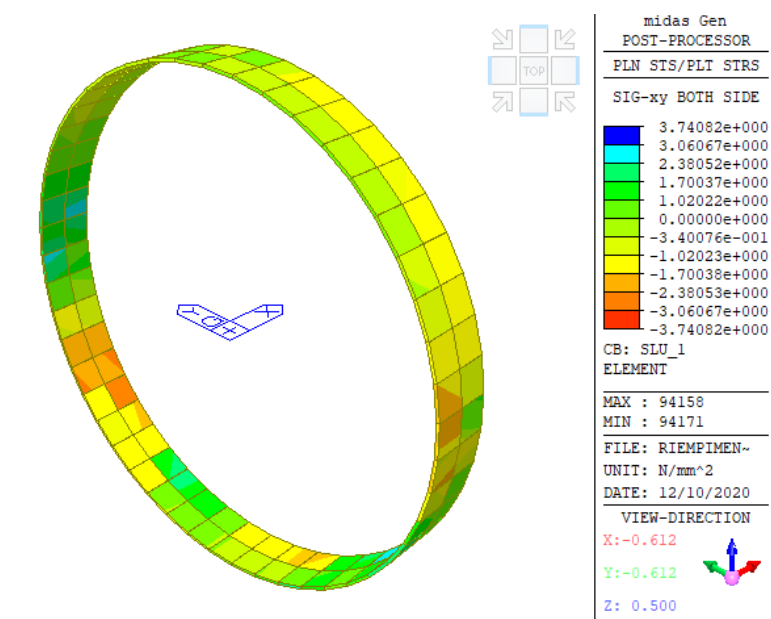


Figura 10.76 Tensioni membranali tangenziali

DATI

$R_a := 1.7\text{m}$	Raggio medio della Condotta
$s_p := 20\text{mm}$	Spessore della Condotta
$\nu := 0.27$	Coefficiente di Poisson
$E := 210\text{GPa}$	Modulo di Young
$L_u := 9\text{m}$	Luce tra appoggi
$f_{yk} := 355\text{MPa}$	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_{M1} := 1.05$	Fattore riduttivo della tensione di snervamento dell'acciaio
$\text{Classe_Fabbricazione} := \text{"Classe C"}$	Per la valutazione del parametro di qualità Q secondo la tab D.2 del D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6 [incollare "Classe A" "Classe B" "Classe C"] [nell'ordine "Eccelente" "Alta" "Normale"]
$\sigma_{xE_d} := 33.17\text{MPa}$	Tensione parallela all'asse tubo agente
$\sigma_{\theta E_d} := 11.30\text{MPa}$	Tensione circonferenziale agente
$\tau_{x\theta E_d} := 0.59\text{MPa}$	Tensione tangenziale agente
$r_{Rcr} := 118.4$	Rapporto di resistenza critica elastica all'instabilità (Ricavata dal paragrafo 8.6 (5) per analisi LBA) [Fattore di biforcazione del primo modo di instabilità]

VALUTAZIONE DEI FATTORI DI RIDUZIONE SECONDO 8.6.2 (8) CHE SI RIFÀ ALLE 8.5.2 (4)

Per la valutazione di tali parametri avento eseguito un'analisi LBA ci si è riferiti secondo quanto dettato dal 8.6.2 (11) alle formulazioni scritte al punto D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6

$$\omega := \frac{Lu}{(Ra \cdot sp)^{0.5}} = 48.809 \quad \text{Parametro adimensionale di lunghezza}$$

$$\text{Tipo_di_tubo} := \begin{cases} \text{"Tubo Corto"} & \text{if } \omega \leq 1.7 \\ \text{"Tubo Medio"} & \text{if } 1.7 \leq \omega \leq 0.5 \cdot \frac{Ra}{sp} \\ \text{"Tubo Lungo"} & \text{if } \omega > 0.5 \cdot \frac{Ra}{sp} \end{cases} = \text{"Tubo Lungo"}$$

$$Q := \begin{cases} 40 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe A"} \\ 25 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe B"} \\ 16 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe C"} \end{cases} = 16 \quad \text{Parametro Qualità di fabbricazione Tab D.2. dell'annex D del EN1993-1-6}$$

$$\Delta_{wk} := \frac{1}{Q} \cdot \left(\frac{Ra}{sp} \right)^{0.5} \cdot sp = 0.012 \text{ m} \quad \text{Ampiezza caratteristica dell'imperfezione}$$

$$\alpha_{ov} := \frac{0.62}{1 + 1.91 \cdot \left(\frac{\Delta_{wk}}{sp} \right)^{1.44}} = 0.333 \quad \text{Fattore di riduzione elastico delle imperfezioni}$$

$$\beta_{ov} := 0.6 \quad \text{Fattore plastico di campo}$$

$$\eta_{ov} := 1 \quad \text{Esponente di interazione}$$

$$\lambda_{ov,0} := \begin{cases} 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Corto"} \\ 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Medio"} \\ 0.3 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Lungo"} \wedge \frac{Ra}{sp} \leq 150 \wedge \omega \leq 6 \cdot \left(\frac{Ra}{sp}\right) \wedge 500 \leq \frac{E}{f_{yk}} \leq 1000 \\ 0.2 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.3 \quad \text{Snellezza relativa del limite di schiacciamento}$$

$$\lambda_p := \left(\frac{\alpha_{ov}}{1 - \beta_{ov}}\right)^{0.5} = 0.912 \quad \text{Snellezza relativa del limite plastico secondo il par.8.5.2 (5)}$$

$$n_{xE d} := \sigma_{xE d} \cdot sp = 663.4 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$n_{\theta E d} := \sigma_{\theta E d} \cdot sp = 226 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$n_{x\theta E d} := \tau_{x\theta E d} \cdot sp = 11.8 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$f_{Rpl} := \frac{sp \cdot f_{yk}}{\left(n_{xE d}^2 - n_{xE d} \cdot n_{\theta E d} + n_{\theta E d}^2 + n_{x\theta E d}^2\right)^{0.5}} = 12.152 \quad \text{Rapporto di resistenza plastica secondo il par 8.6.2 (4)}$$

$$\lambda_{ov} := \left(\frac{f_{Rpl}}{f_{Rcr}}\right)^{0.5} = 0.32 \quad \text{Snellezza relativa del guscio secondo il par. 8.6 (7)}$$

$$\chi_{ov} := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,0} \\ \left[1 - \beta_{ov} \cdot \left(\frac{\lambda_{ov} - \lambda_{ov,0}}{\lambda_p - \lambda_{ov,0}}\right)^{\eta_{ov}}\right] & \text{if } \lambda_{ov,0} \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_p \\ \frac{\alpha_{ov}}{\lambda_{ov}^2} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda_{ov} \end{cases} = 0.98 \quad \text{Fattore di riduzione secondo il par. 8.5.2 (4)}$$

$$f_{Rk} := \chi_{ov} \cdot f_{Rpl} = 11.909 \quad \text{Resistenza all'instabilità caratteristica 8.6.2 (12)}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 11.342 \quad \text{Resistenza all'instabilità di progetto 8.6.2 (13)}$$

VERIFICA_INSTABILITA :=	"VERIFICA SODDISFATTA" if $f_{Rd} \geq 1$	= "VERIFICA SODDISFATTA"
	"VERIFICA NON SODDISFATTA" otherwise	

Verifica statica nel caso di completo grado di riempimento della condotta

Di seguito è riportato un quadro riepilogativo delle tensioni membranali e le immagini della condotta instabilizzata nelle analisi al buckling. (si faccia riferimento alle immagini di inizio paragrafo). In particolare si è preso a riferimento l’elemento FEM che mostra spostamenti maggiori in tale analisi. A favore di sicurezza si è considerata una qualità di fabbricazione della condotta di tipo medio (Classe C).

	σ_x [MPa]	σ_θ [MPa]	$\tau_{x\theta}$ [MPa]	Combinazione	Grado di Riempimento
BASE	-22.5	-2.98	0.51	Involuppo SLU	Riempimento Completo

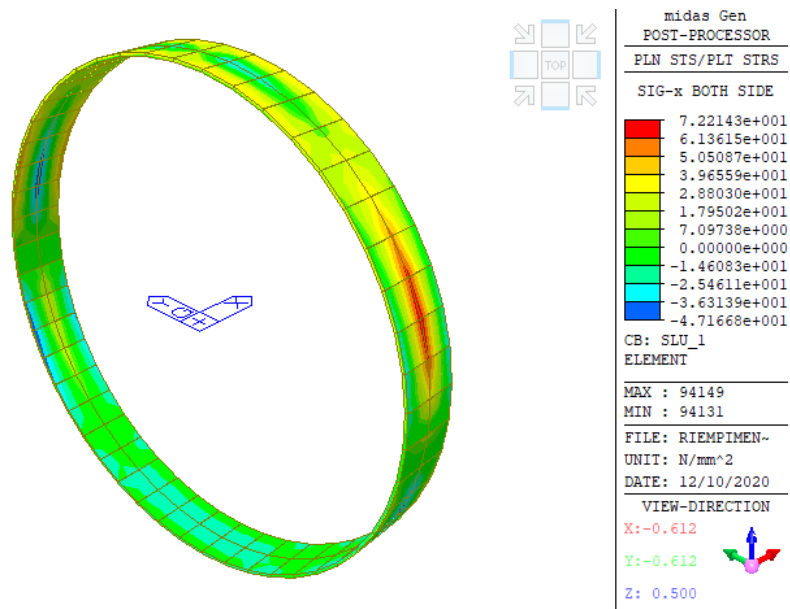


Figura 10.77 Tensioni membranali lungo l’asse della condotta

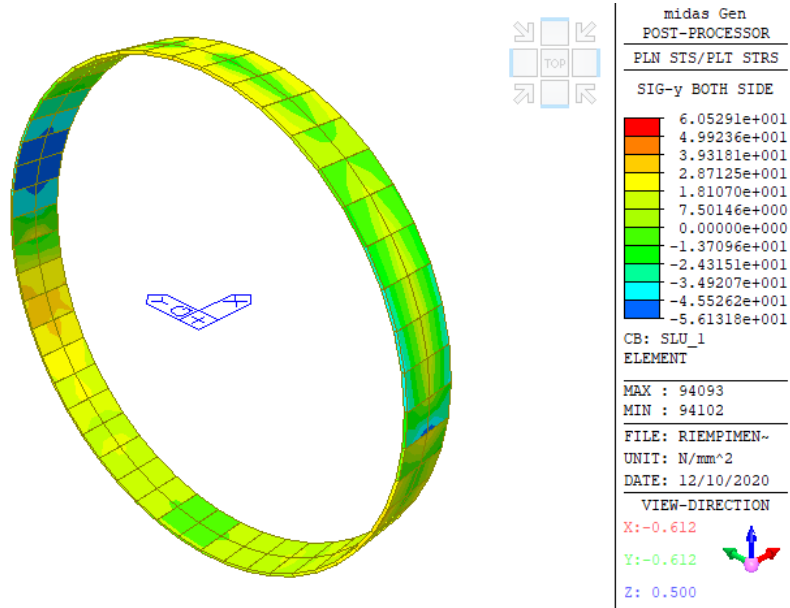


Figura 10.78 Tensioni membranali circonferenziali

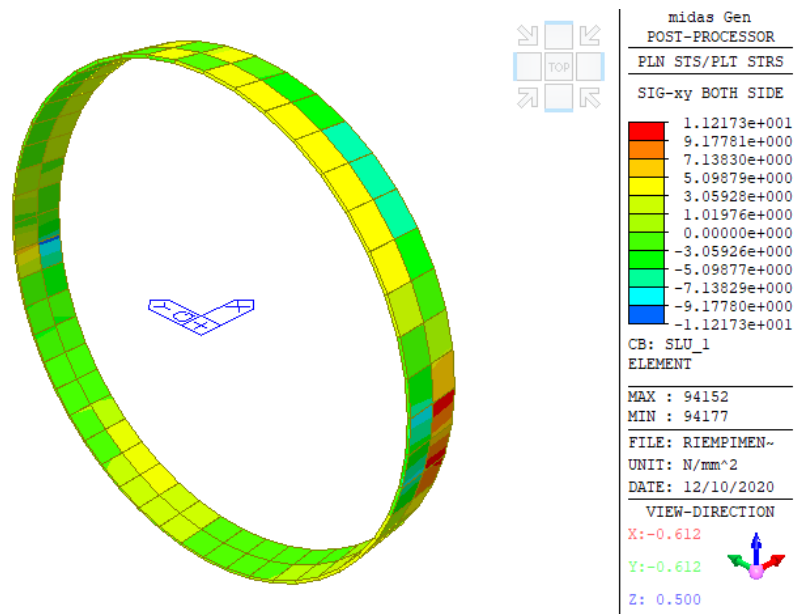


Figura 10.79 Tensioni membranali tangenziali

DATI

$R_a := 1.7\text{m}$	Raggio medio della Condotta
$sp := 20\text{mm}$	Spessore della Condotta
$\nu := 0.27$	Coefficiente di Poisson
$E := 210\text{GPa}$	Modulo di Young
$Lu := 9\text{m}$	Luce tra appoggi
$f_{yk} := 355\text{MPa}$	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_{M1} := 1.05$	Fattore riduttivo della tensione di snervamento dell'acciaio
$\text{Classe_Fabbricazione} := \text{"Classe C"}$	Per la valutazione del parametro di qualità Q secondo la tab D.2 del D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6 [incollare "Classe A" "Classe B" "Classe C"] [nell'ordine "Eccelente" "Alta" "Normale"]
$\sigma_{xE_d} := 22.5\text{MPa}$	Tensione parallela all'asse tubo agente
$\sigma_{\theta E_d} := 2.98\text{MPa}$	Tensione circonferenziale agente
$\tau_{x\theta E_d} := 0.51\text{MPa}$	Tensione tangenziale agente
$r_{Rcr} := 138.2$	Rapporto di resistenza critica elastica all'instabilità (Ricavata dal paragrafo 8.6 (5) per analisi LBA) [Fattore di biforcazione del primo modo di instabilità]

VALUTAZIONE DEI FATTORI DI RIDUZIONE SECONDO 8.6.2 (8) CHE SI RIFÀ ALLE 8.5.2 (4)

Per la valutazione di tali parametri avento eseguito un'analisi LBA ci si è riferiti secondo quanto dettato dal 8.6.2 (11) alle formulazioni scritte al punto D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6

$$\omega := \frac{Lu}{(Ra \cdot sp)^{0.5}} = 48.809 \quad \text{Parametro adimensionale di lunghezza}$$

$$\text{Tipo_di_tubo} := \begin{cases} \text{"Tubo Corto"} & \text{if } \omega \leq 1.7 \\ \text{"Tubo Medio"} & \text{if } 1.7 \leq \omega \leq 0.5 \cdot \frac{Ra}{sp} \\ \text{"Tubo Lungo"} & \text{if } \omega > 0.5 \cdot \frac{Ra}{sp} \end{cases} = \text{"Tubo Lungo"}$$

$$Q := \begin{cases} 40 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe A"} \\ 25 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe B"} \\ 16 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe C"} \end{cases} = 16 \quad \text{Parametro Qualità di fabbricazione Tab D.2. dell'annex D del EN1993-1-6}$$

$$\Delta_{wk} := \frac{1}{Q} \cdot \left(\frac{Ra}{sp} \right)^{0.5} \cdot sp = 0.012 \text{ m} \quad \text{Ampiezza caratteristica dell'imperfezione}$$

$$\alpha_{ov} := \frac{0.62}{1 + 1.91 \cdot \left(\frac{\Delta_{wk}}{sp} \right)^{1.44}} = 0.333 \quad \text{Fattore di riduzione elastico delle imperfezioni}$$

$$\beta_{ov} := 0.6 \quad \text{Fattore plastico di campo}$$

$$\eta_{ov} := 1 \quad \text{Esponente di interazione}$$

$$\lambda_{ov,0} := \begin{cases} 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Corto"} \\ 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Medio"} \\ 0.3 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Lungo"} \wedge \frac{Ra}{sp} \leq 150 \wedge \omega \leq 6 \cdot \left(\frac{Ra}{sp}\right) \wedge 500 \leq \frac{E}{f_{yk}} \leq 1000 \\ 0.2 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.3 \quad \begin{array}{l} \text{Snellezza} \\ \text{relativa del limite} \\ \text{di} \\ \text{schacciamento} \end{array}$$

$$\lambda_p := \left(\frac{\alpha_{ov}}{1 - \beta_{ov}} \right)^{0.5} = 0.912 \quad \begin{array}{l} \text{Snellezza} \\ \text{relativa del limite} \\ \text{plastico} \\ \text{secondo il} \\ \text{par.8.5.2 (5)} \end{array}$$

$$n_{xEEd} := \sigma_{xEEd} \cdot sp = 450 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_{\theta Ed} := \sigma_{\theta Ed} \cdot sp = 59.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_{x\theta Ed} := \tau_{x\theta Ed} \cdot sp = 10.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_{Rpl} := \frac{sp \cdot f_{yk}}{\left(n_{xEEd}^2 - n_{xEEd} \cdot n_{\theta Ed} + n_{\theta Ed}^2 + n_{x\theta Ed}^2 \right)^{0.5}} = 16.766 \quad \begin{array}{l} \text{Rapporto di resistenza} \\ \text{plastica secondo il par} \\ \text{8.6.2 (4)} \end{array}$$

$$\lambda_{ov} := \left(\frac{f_{Rpl}}{f_{Rcr}} \right)^{0.5} = 0.348 \quad \begin{array}{l} \text{Snellezza relativa del} \\ \text{guscio secondo il} \\ \text{par. 8.6 (7)} \end{array}$$

$$\chi_{ov} := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,0} \\ \left[1 - \beta_{ov} \cdot \left(\frac{\lambda_{ov} - \lambda_{ov,0}}{\lambda_p - \lambda_{ov,0}} \right)^{\eta_{ov}} \right] & \text{if } \lambda_{ov,0} \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_p \\ \frac{\alpha_{ov}}{\lambda_{ov}^2} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda_{ov} \end{cases} = 0.953 \quad \begin{array}{l} \text{Fattore di riduzione} \\ \text{secondo il par. 8.5.2} \\ \text{(4)} \end{array}$$

$$f_{Rk} := \chi_{ov} \cdot f_{Rpl} = 15.972 \quad \begin{array}{l} \text{Resistenza} \\ \text{all'instabilit\`a} \\ \text{caratteristica 8.6.2 (12)} \end{array}$$

$$f_{Rd} := \frac{f_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 15.211 \quad \begin{array}{l} \text{Resistenza} \\ \text{all'instabilit\`a di progetto} \\ \text{8.6.2 (13)} \end{array}$$

$VERIFICA_INSTABILITA := \begin{cases} \text{"VERIFICA SODDISFATTA"} & \text{if } f_{Rd} \geq 1 \\ \text{"VERIFICA NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"VERIFICA SODDISFATTA"}$

Verifica sismica nel caso di grado di riempimento parziale della condotta

Di seguito è riportato un quadro riepilogativo e le immagini delle tensioni membranali (si faccia riferimento alle immagini di inizio paragrafo). Si sono presi a riferimento tre punti, considerati come caratteristici, della condotta in esame ovvero “Chiave”, “Reni” e “Base”. A favore di sicurezza si è considerata una qualità di fabbricazione della condotta di tipo medio (Classe C).

	σ_x [MPa]	σ_θ [MPa]	$\tau_{x\theta}$ [MPa]	Combinazione	Grado di Riempimento
CHIAVE	-0.83	-2.3	0.53	Inviluppo SLV	Metà Riempimento
RENI	-9.08	-3.78	1.56	Inviluppo SLV	Metà Riempimento
BASE	0	-2.65	5.5	Inviluppo SLV	Metà Riempimento



Figura 10.80 Tensioni membranali lungo l'asse della condotta

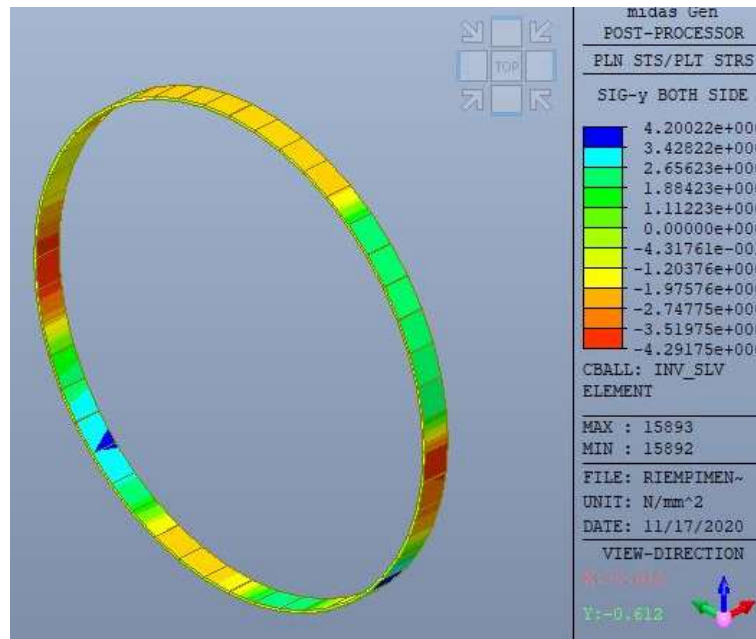


Figura 10.81 Tensioni membranali circonferenziali

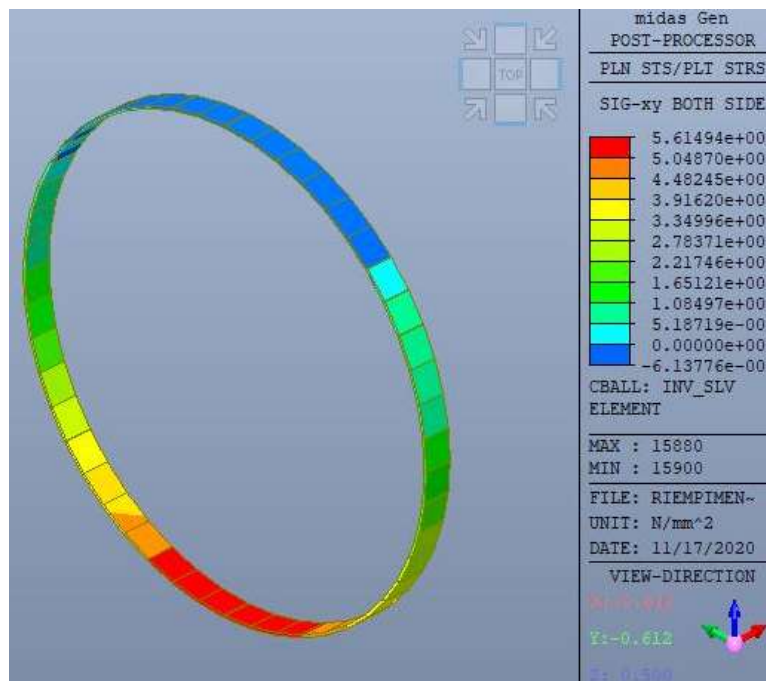


Figura 10.82 Tensioni membranali tangenziali

Dall'analisi tensionale il caso più sfavorevole risulta essere quello in corrispondenza delle reni. Di seguito è riportata la verifica all'instabilità utilizzando tali valori delle tensioni membranali.

DATI

$R_a := 1.7\text{m}$	Raggio medio della Condotta
$sp := 20\text{mm}$	Spessore della Condotta
$\nu := 0.27$	Coefficiente di Poisson
$E := 210\text{GPa}$	Modulo di Young
$Lu := 9\text{m}$	Luce tra appoggi
$f_{yk} := 355\text{MPa}$	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_{M1} := 1.05$	Fattore riduttivo della tensione di snervamento dell'acciaio
$Classe_Fabbricazione := "Classe C"$	Per la valutazione del parametro di qualità Q secondo la tab D.2 del D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6 [incollare "Classe A" "Classe B" "Classe C"] [nell'ordine "Eccellente" "Alta" "Normale"]
$\sigma_{xE d} := 9.8\text{MPa}$	Tensione parallela all'asse tubo agente
$\sigma_{\theta E d} := 3.78\text{MPa}$	Tensione circonferenziale agente
$\tau_{x\theta E d} := 1.56\text{MPa}$	Tensione tangenziale agente
$r_{Rcr} := 104.8$	Rapporto di resistenza critica elastica all'instabilità (Ricavata dal paragrafo 8.6 (5) per analisi LBA) [Fattore di biforcazione del primo modo di instabilità]

VALUTAZIONE DEI FATTORI DI RIDUZIONE SECONDO 8.6.2 (8) CHE SI RIFÀ ALLE 8.5.2 (4)

Per la valutazione di tali parametri avento eseguito un'analisi LBA ci si è riferiti secondo quanto dettato dal 8.6.2 (11) alle formulazioni scritte al punto D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6

$$\omega := \frac{Lu}{(R_a \cdot sp)^{0.5}} = 48.809 \quad \text{Parametro adimensionale di lunghezza}$$

$$\text{Tipo_di_tubo} := \begin{cases} \text{"Tubo Corto"} & \text{if } \omega \leq 1.7 \\ \text{"Tubo Medio"} & \text{if } 1.7 \leq \omega \leq 0.5 \cdot \frac{R_a}{sp} \\ \text{"Tubo Lungo"} & \text{if } \omega > 0.5 \cdot \frac{R_a}{sp} \end{cases} = \text{"Tubo Lungo"}$$

$$Q := \begin{cases} 40 & \text{if } Classe_Fabbricazione = \text{"Classe A"} \\ 25 & \text{if } Classe_Fabbricazione = \text{"Classe B"} \\ 16 & \text{if } Classe_Fabbricazione = \text{"Classe C"} \end{cases} = 16 \quad \text{Parametro Qualità di fabbricazione Tab D.2. dell'annex D del EN1993-1-6}$$

$$\Delta_{wk} := \frac{1}{Q} \cdot \left(\frac{Ra}{sp} \right)^{0.5} \cdot sp = 0.012 \text{ m}$$

Ampiezza caratteristica dell'imperfezione

$$\alpha_{ov} := \frac{0.62}{1 + 1.91 \cdot \left(\frac{\Delta_{wk}}{sp} \right)^{1.44}} = 0.333$$

Fattore di riduzione elastico delle imperfezioni

$$\beta_{ov} := 0.6$$

Fattore plastico di campo

$$\eta_{ov} := 1$$

Esponente di interazione

$$\lambda_{ov,0} := \begin{cases} 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Corto"} \\ 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Medio"} \\ 0.3 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Lungo"} \wedge \frac{Ra}{sp} \leq 150 \wedge \omega \leq 6 \cdot \left(\frac{Ra}{sp} \right) \wedge 500 \leq \frac{E}{f_{yk}} \leq 1000 \\ 0.2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

= 0.3 Snellezza relativa del limite di schiacciamento

$$\lambda_p := \left(\frac{\alpha_{ov}}{1 - \beta_{ov}} \right)^{0.5} = 0.912$$

Snellezza relativa del limite plastico secondo il par.8.5.2 (5)

$$n_{xE_d} := \sigma_{xE_d} \cdot sp = 196 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_{\theta E_d} := \sigma_{\theta E_d} \cdot sp = 75.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_{x\theta E_d} := \tau_{x\theta E_d} \cdot sp = 31.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$r_{Rpl} := \frac{sp \cdot f_{yk}}{\left(n_{xEd}^2 - n_{xEd} \cdot n_{\theta Ed} + n_{\theta Ed}^2 + n_{x\theta Ed}^2 \right)^{0.5}} = 40.797$$

Rapporto di resistenza plastica secondo il par. 8.6.2 (4)

$$\lambda_{ov} := \left(\frac{r_{Rpl}}{r_{Rcr}} \right)^{0.5} = 0.624$$

Snellezza relativa del guscio secondo il par. 8.6 (7)

$$\chi_{ov} := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,0} \\ \left[1 - \beta_{ov} \left(\frac{\lambda_{ov} - \lambda_{ov,0}}{\lambda_p - \lambda_{ov,0}} \right)^{\eta_{ov}} \right] & \text{if } \lambda_{ov,0} \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_p \\ \frac{\alpha_{ov}}{\lambda_{ov}^2} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda_{ov} \end{cases} = 0.682$$

Fattore di riduzione secondo il par. 8.5.2 (4)

$$r_{Rk} := \chi_{ov} \cdot r_{Rpl} = 27.841$$

Resistenza all'instabilità caratteristica 8.6.2 (12)

$$r_{Rd} := \frac{r_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 26.515$$

Resistenza all'instabilità di progetto 8.6.2 (13)

VERIFICA_INSTABILITA :=	"VERIFICA SODDISFATTA" if $r_{Rd} \geq 1$ = "VERIFICA SODDISFATTA"
	"VERIFICA NON SODDISFATTA" otherwise

Verifica sismica nel caso di completo grado di riempimento della condotta

Di seguito è riportato un quadro riepilogativo delle tensioni membranali e le immagini della corniera instabilizzata nelle analisi al buckling. (si faccia riferimento alle immagini di inizio paragrafo). In particolare si è preso a riferimento l'elemento FEM che mostra spostamenti maggiori in tale analisi. A favore di sicurezza si è considerata una qualità di fabbricazione della condotta di tipo medio (Classe C).

	σ_{xx} [MPa]	σ_{yy} [MPa]	τ_{xy} [MPa]	Combinazione	Grado di Riempimento
Corniera	-9.55	-2.55	-5.4	Involuppo SLV	Riempimento Completo

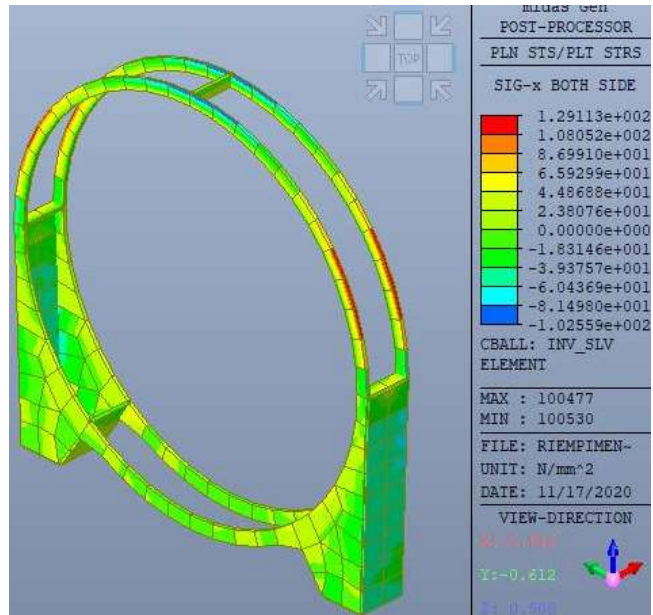


Figura 10.83 Tensioni membranali lungo la direzione x "locale"

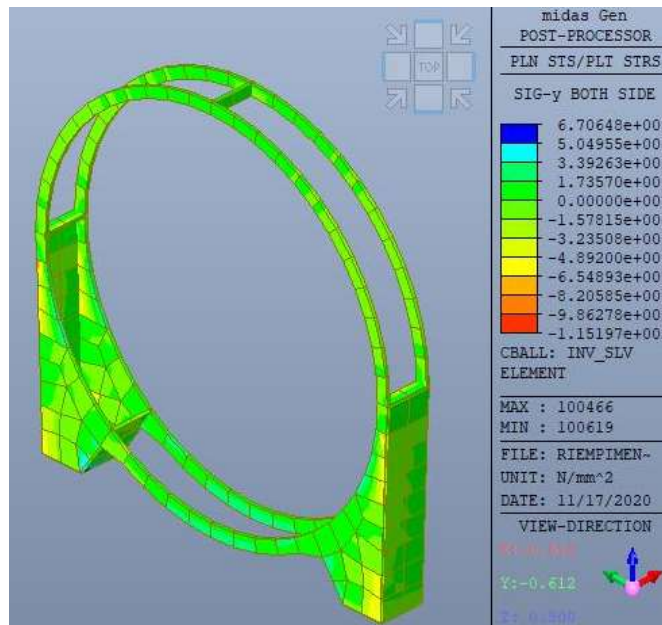


Figura 10.84 Tensioni membranali lungo la direzione y "locale"

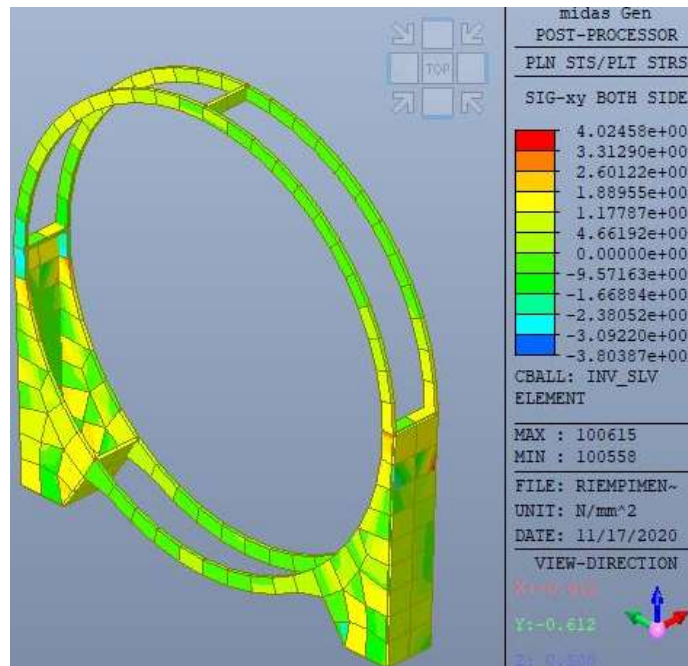


Figura 10.85 Tensioni membranali tangenziali

DATI

Ra := 1.7m	Raggio medio della Condotta
sp := 20mm	Spessore della Condotta
$\nu := 0.27$	Coefficiente di Poisson
E := 210GPa	Modulo di Young
Lu := 9m	Luce tra appoggi
$f_{yk} := 355\text{MPa}$	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_{M1} := 1.05$	Fattore riduttivo della tensione di snervamento dell'acciaio

Classe_Fabbricazione := "Classe C" Per la valutazione del parametro di qualità Q secondo la tab D.2 del D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6 [incollare "Classe A" "Classe B" "Classe C"] [nell'ordine "Eccellente" "Alta" "Normale"]

$\sigma_{xE_d} := 9.55\text{MPa}$	Tensione parallela all'asse tubo agente
$\sigma_{\theta E_d} := 2.55\text{MPa}$	Tensione circonferenziale agente
$\tau_{x\theta E_d} := 5.4\text{MPa}$	Tensione tangenziale agente
$r_{Rcr} := 20.5$	Rapporto di resistenza critica elastica all'instabilità (Ricavata dal paragrafo 8.6 (5) per analisi LBA) [Fattore di biforcazione del primo modo di instabilità]

VALUTAZIONE DEI FATTORI DI RIDUZIONE SECONDO 8.6.2 (8) CHE SI RIFÀ ALLE 8.5.2 (4)

Per la valutazione di tali parametri avento eseguito un'analisi LBA ci si è riferiti secondo quanto dettato dal 8.6.2 (11) alle formulazioni scritte al punto D.1.2.2. dell'annex D del EN1993-1-6

$$\omega := \frac{Lu}{(Ra \cdot sp)^{0.5}} = 48.809 \quad \text{Parametro adimensionale di lunghezza}$$

$$\text{Tipo_di_tubo} := \begin{cases} \text{"Tubo Corto"} & \text{if } \omega \leq 1.7 \\ \text{"Tubo Medio"} & \text{if } 1.7 \leq \omega \leq 0.5 \cdot \frac{Ra}{sp} \\ \text{"Tubo Lungo"} & \text{if } \omega > 0.5 \cdot \frac{Ra}{sp} \end{cases} = \text{"Tubo Lungo"}$$

$$Q := \begin{cases} 40 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe A"} \\ 25 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe B"} \\ 16 & \text{if Classe_Fabbricazione} = \text{"Classe C"} \end{cases} = 16 \quad \text{Parametro Qualità di fabbricazione Tab D.2. dell'annex D del EN1993-1-6}$$

$$\Delta_{wk} := \frac{1}{Q} \cdot \left(\frac{Ra}{sp} \right)^{0.5} \cdot sp = 0.012 \text{ m} \quad \text{Ampiezza caratteristica dell'imperfezione}$$

$$\alpha_{ov} := \frac{0.62}{1 + 1.91 \cdot \left(\frac{\Delta_{wk}}{sp} \right)^{1.44}} = 0.333 \quad \text{Fattore di riduzione elastico delle imperfezioni}$$

$$\beta_{ov} := 0.6 \quad \text{Fattore plastico di campo}$$

$$\eta_{ov} := 1 \quad \text{Esponente di interazione}$$

$$\lambda_{ov,0} := \begin{cases} 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Corto"} \\ 0.2 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Medio"} \\ 0.3 & \text{if Tipo_di_tubo} = \text{"Tubo Lungo"} \wedge \frac{Ra}{sp} \leq 150 \wedge \omega \leq 6 \cdot \left(\frac{Ra}{sp} \right) \wedge 500 \leq \frac{E}{f_{yk}} \leq 1000 \\ 0.2 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.3 \quad \text{Snellezza relativa del limite di schiacciamento}$$

$$\lambda_p := \left(\frac{\alpha_{ov}}{1 - \beta_{ov}} \right)^{0.5} = 0.912 \quad \text{Snellezza relativa del limite plastico secondo il par.8.5.2 (5)}$$

$$n_{xE_d} := \sigma_{xE_d} \cdot sp = 191 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_{\theta E_d} := \sigma_{\theta E_d} \cdot sp = 51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$n_{x\theta E_d} := \tau_{x\theta E_d} \cdot sp = 108 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_{Rpl} := \frac{sp \cdot f_{yk}}{\left(n_{xE d}^2 - n_{xE d} \cdot n_{\theta E d} + n_{\theta E d}^2 + n_{x\theta E d}^2 \right)^{0.5}} = 35.062$$

Rapporto di resistenza plastica secondo il par. 8.6.2 (4)

$$\lambda_{ov} := \left(\frac{f_{Rpl}}{f_{Rcr}} \right)^{0.5} = 1.308$$

Snellezza relativa del guscio secondo il par. 8.6 (7)

$$\chi_{ov} := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,0} \\ \left[1 - \beta_{ov} \cdot \left(\frac{\lambda_{ov} - \lambda_{ov,0}}{\lambda_p - \lambda_{ov,0}} \right)^{\eta_{ov}} \right] & \text{if } \lambda_{ov,0} \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_p \\ \frac{\alpha_{ov}}{\lambda_{ov}} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda_{ov} \end{cases} = 0.195$$

Fattore di riduzione secondo il par. 8.5.2 (4)

$$f_{Rk} := \chi_{ov} \cdot f_{Rpl} = 6.82$$

Resistenza all'instabilità caratteristica 8.6.2 (12)

$$f_{Rd} := \frac{f_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 6.496$$

Resistenza all'instabilità di progetto 8.6.2 (13)

VERIFICA_INSTABILITA :=	"VERIFICA SODDISFATTA" if $f_{Rd} \geq 1$ = "VERIFICA SODDISFATTA"
	"VERIFICA NON SODDISFATTA" otherwise

11 Dimensionamento del sistema di connessione delle gallerie DN7500 e DN4000

11.1 Galleria Montevecchio (DN7500)

L'anello previsto per la realizzazione della Galleria Montevecchio presenta le seguenti caratteristiche:

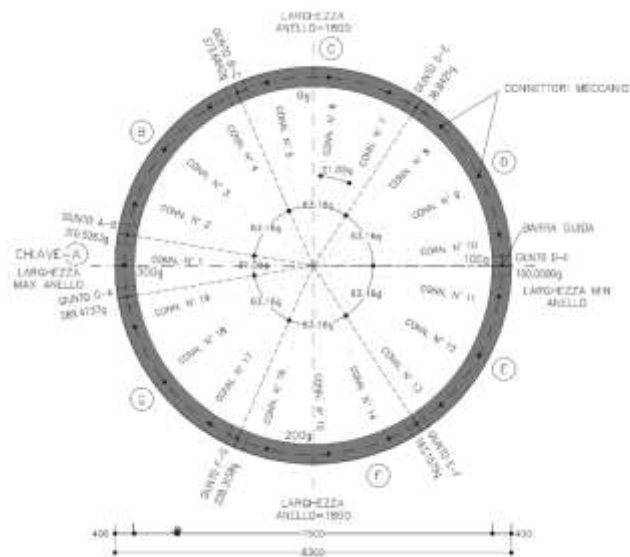


Figura 11.1 – Sezione tipo Galleria Montevecchio (DN7500).

- Diametro Esterno (m): 8.3
- Diametro Interno (m): 7.5
- Spessore (mm): 40
- Lunghezza media (mm): 1800
- Numero conci: 6+1 (chiave)
- Guarnizione: Singola guarnizione in estradosso di tipo ancorato (priva di collante)
- Dowel longitudinali: N° 19 connettori longitudinali a scomparsa (a metà spessore)

- Barre guida in PVC di tipo ancorato (prive di collante)

11.2 Gallerie Zoccani, Cognolo e Ponzano (DN4000)

L'anello previsto per la realizzazione delle Gallerie Zoccani, Cognolo e Ponzano presenta le seguenti caratteristiche:

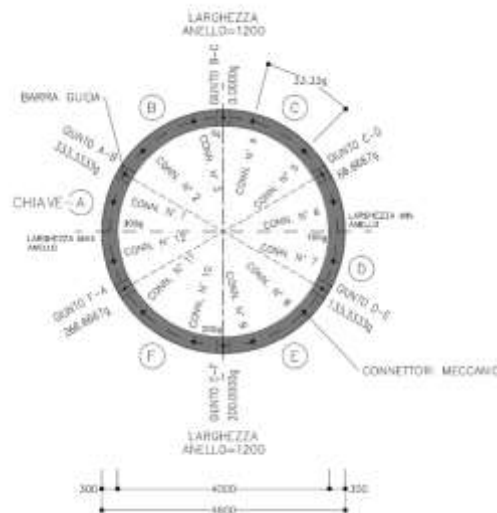


Figura 11.2 – Sezione tipo scavo in galleria DN4000

- Diametro Esterno (m): 4.6
- Diametro Interno (m): 4
- Spessore (mm): 30
- Lunghezza media (mm): 1200
- Numero conci: 5+1 (chiave)
- Guarnizione: Doppia guarnizione in entradosso e in estradosso di tipo ancorato (priva di collante) e munita di cordino idrofilico
- Dowel longitudinali: N° 12 connettori longitudinali a scomparsa (a metà spessore)
- Barre guida in PVC di tipo ancorato (prive di collante)

Sono state scelte barre guida di tipo ancorato per scongiurare l'eventualità di contaminare l'acqua potabile trasportata con l'utilizzo di collanti chimici.

11.3 Guarnizione elastomerica

La progettazione della guarnizione elastomerica per i giunti dell'anello di rivestimento in conci prefabbricati è fondamentale per garantire una corretta impermeabilizzazione delle gallerie idrauliche da realizzare.

Durante le varie fasi di scavo, una volta che l'anello viene posizionato, le due guarnizioni contrapposte vengono compresse dall'azione dei martinetti di spinta della TBM; quando la pressione di spinta si esaurisce, segue una fase di rilassamento elastico che porta all'equilibrio del sistema guarnizioni/connettori, il sistema così costituito deve essere compatibile con la pressione idraulica che la guarnizione deve sostenere durante la sua vita utile.

La massima pressione a cui può resistere il sistema di impermeabilizzazione è funzione della distanza tra la superficie delle due sedi dei giunti, detto "gap", e dallo spostamento relativo tra i due conci, detto "offset".

Lo schema seguente chiarisce il funzionamento delle guarnizioni elastomeriche

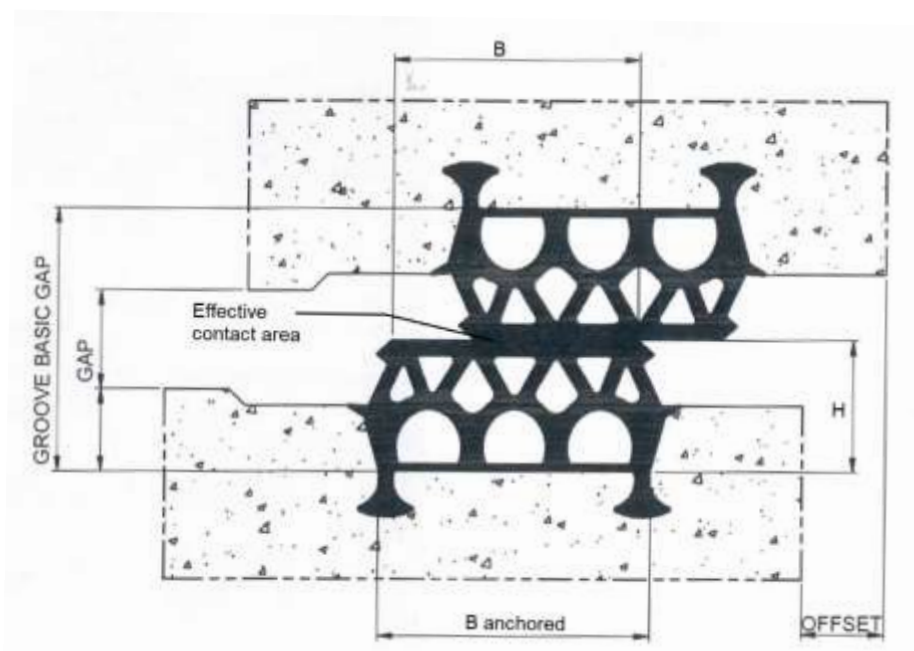


Figura 11.3 – Layout di funzionamento della guarnizione elastomerica

11.4 Input progettuali

Secondo le raccomandazioni AFTES, il fattore di sicurezza da considerare per la progettazione delle guarnizioni è pari a $\gamma_p=2$ applicato considerando il carico idraulico a lungo termine.

Di seguito si riportano i valori di riferimento adottati per il dimensionamento del sistema di connessione, validi sia per la galleria DN7500 che per le gallerie che prevedono la sezione DN4000:

- **P_{max}** massima pressione agente esternamente: 5 bar
- **GAP** massimo: 5mm
- **OFFSET** massimo: 10mm

Il valore di pressione massima di progetto è pari a:

$$P_d = \gamma_p \times P_{max} = 2 \times 5 = 10 \text{ bar}$$

La massima pressione agente esternamente è pari a 5 bar, valore che corrisponde ad una altezza di falda pari a circa 50 metri al di sopra dello scavo.

Per le Gallerie aventi diametro interno DN4000 si prevedono due guarnizioni, una all'intradosso ed una all'estradosso, mentre per la galleria DN7500 sarà presente solo il gasket all'estradosso.

11.5 Specifiche tecniche

Di seguito si riportano le specifiche tecniche delle guarnizioni da adottare per la realizzazione delle gallerie scavate con TBM:

Tipologia: "ancorata", inglobata all'interno del getto del concio in calcestruzzo armato prefabbricato, al fine di garantire una maggiore tenuta rispetto alle guarnizioni incollate conservando inalterate le caratteristiche di potabilità dell'acqua trasportata.

Materiale: EPDM in accordo con le raccomandazioni STUVA 8/05 paragrafi 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5.

Cordino Idro-espansivo: da prevedere solo per la galleria DN4000, realizzato in TPE con rigonfiamento minimo, una volta stabilizzato, superiore al 450% di volume in acqua demineralizzata.

Angoli delle cornici elastomeriche: devono essere vulcanizzati in modo da garantire il perfetto accoppiamento con il design angolare del concio e testati secondo le raccomandazioni STUVA 8/05 paragrafi 5.6.2 e 5.10.

Tolleranze di fabbricazione: Le guarnizioni da impiegare dovranno rispettare le specifiche dimensionali di tolleranza previste nelle norme DIN ISO 3302, in particolare si prescrive una classe di tolleranza pari almeno alla M2 (accurata).

La larghezza "B" della guarnizione (vedi

Figura 11.3), anche nelle condizioni di massimo offset previsto, deve essere in grado di garantire il contatto tra le guarnizioni elastomeriche contrapposte o, ove previsto, dovrà garantire il contatto tra il cordino idroespansivo e la guarnizione opposta.

11.6 Test di performance e durabilità

Le performance di tenuta delle guarnizioni elastomeriche sono strettamente legate alla loro durabilità, le linee guida STUVA disciplinano i test da eseguire in laboratorio per certificare la durata e la tenuta idraulica delle guarnizioni, in particolare vengono condotte specifiche prove di invecchiamento accelerato e di tenuta idraulica.

Ogni provino è costituito da due porzioni di guarnizioni a contatto tra loro inserite all'interno di una pressa meccanica a controllo di spostamento.

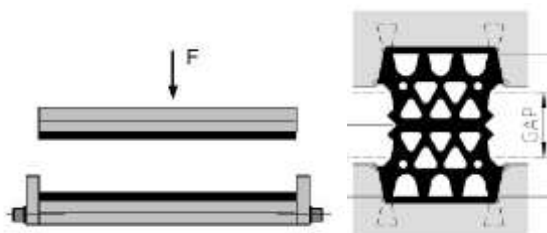
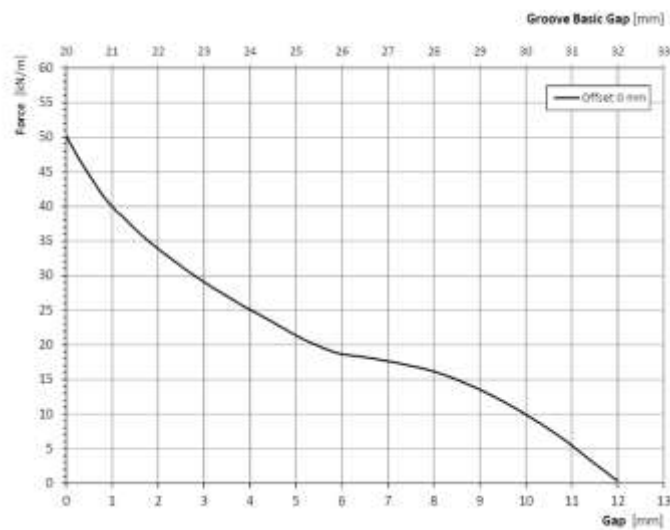


Figura 11.4 - Layout test durabilità

La macchina imprime un GAP prefissato al provino e misura periodicamente la reazione che questo esplica sulle barre metalliche di confinamento, di seguito si riporta un tipico diagramma GAP [mm] – Reazione esplicita [kN/m] risultante da una prova eseguita in laboratorio.

**Figura 11.5 – Output test di laboratorio guarnizione EPDM**

Nei vari test di laboratorio, per simulare l'invecchiamento delle guarnizioni, quest'ultime sono ciclicamente scaldate a temperature ben più alte di quelle di esercizio, il risultato finale del test è una curva tempo [s] – carico [kN/m].

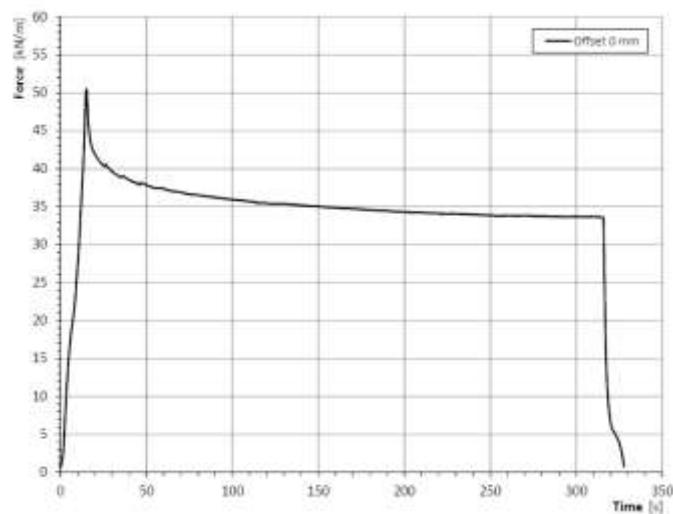


Figura 11.6 – Output test di laboratorio guarnizione EPDM – rilassamento

I processi di invecchiamento accelerato equivalgono a circa 120 anni di esercizio del giunto, attraverso l'impiego di relazioni empiriche si possono correlare i risultati ottenuti nelle prove di laboratorio (della durata complessiva di circa 5 minuti) con le condizioni normali di esercizio, ciò che ne risulta è una curva di rilassamento che mostra la riduzione della reazione esplicata dal giunto elastomerico nel tempo.

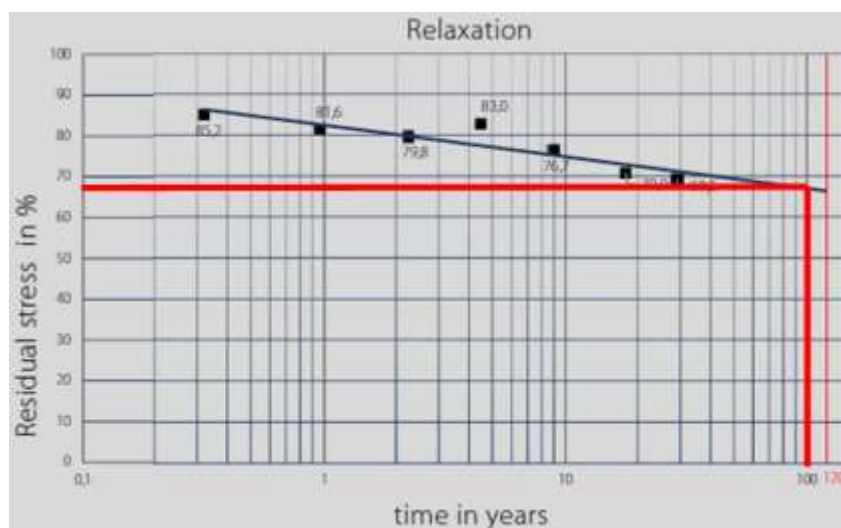


Figura 11.7 - Curva di rilassamento reale (invecchiamento 120 anni)

La guarnizione da utilizzare per la costruzione delle gallerie dovrà, per tutta la vita nominale della struttura (100 anni), garantire una reazione residua almeno pari a quella di progetto.

Nell'esempio esplicativo riportato in Figura 11.7, dopo un periodo di esercizio di 100 anni si ha una forza di reazione residua pari al 67% di quella iniziale, tale resistenza residua dovrà comunque garantire l'impermeabilità della galleria.

I test sulla durabilità dovranno essere svolti seguendo le metodologie STUVA previste nel paragrafo 5.7

La verifica di tenuta idraulica dovrà essere condotta seguendo le indicazioni delle linee guida STUVA riportate al paragrafo 5.9.

Per le prove di laboratorio vengono utilizzati speciali giunti metallici a "T" all'interno dei quali vengono inserite le guarnizioni da testare.

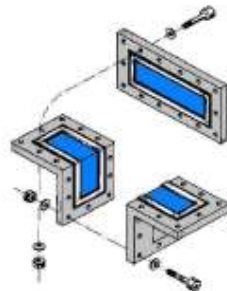


Figura 11.8 – Layout test di tenuta idraulica

In questo modo si riesce a valutare la pressione idraulica che i giunti riescono a sopportare per un prestabilito valore di offset al variare del GAP impresso.

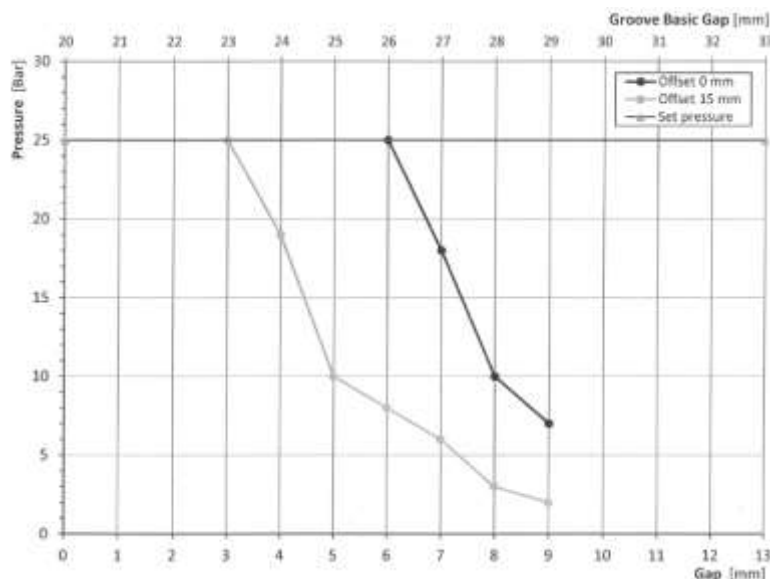


Figura 11.9 – Output test di laboratorio guarnizione EPDM – tenuta idraulica

Per il progetto in esame, considerando che l'opera da realizzare appartiene alla classe d'uso 4 ($C_u=2$) con una vita nominale (V_n) di 100 anni, i test sui giunti elastomerici dovranno garantire elevati standard prestazionali e di tenuta idraulica nei confronti delle azioni da progetto non solo all'atto della posa in opera, ma anche per tutto l'arco temporale di esercizio dell'acquedotto.

Considerando la massima pressione di progetto pari a 10bar, ipotizzando un decremento della reazione della guarnizione elastomerica sull'orizzonte temporale di 100 anni pari al 50% si ha che, al momento della posa, si dovrà garantire una resistenza alla pressione esterna pari almeno a:

$$P_{ed} = 10 \times 2 = 20 \text{ bar}$$

La guarnizione da adottare dovrà quindi avere una curva *Gap – Pressione* simile a quella riportata, a titolo esemplificativo, in Figura 11.10.

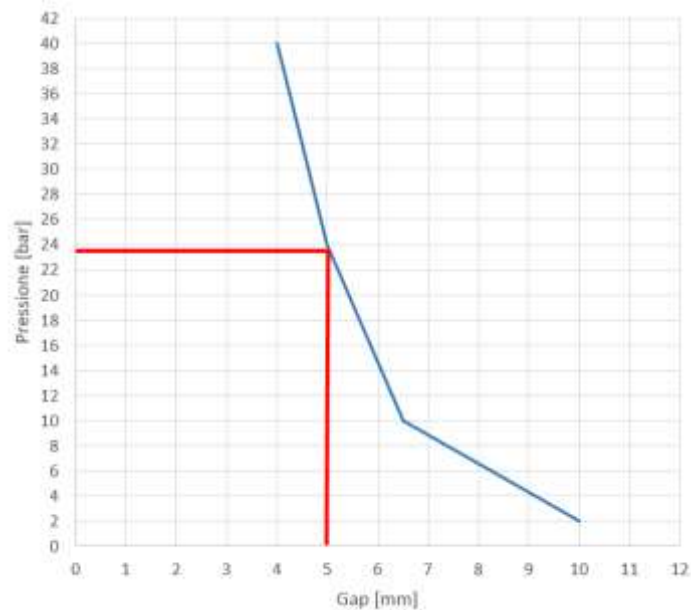


Figura 11.10 – Esempio di scelta della guarnizione elastomerica idonea

11.7 Connettori longitudinali

I connettori longitudinali presenti sul giunto circonferenziale dell'anello devono essere verificati sia a taglio che ad estrazione (pull-out).

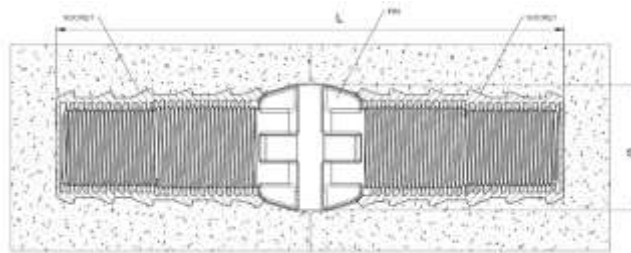


Figura 11.11 – Connettore longitudinale tipo

Verifica a taglio

I connettori devono resistere alla forza creata dal peso proprio del coniglio singolo sospeso in chiave di calotta nell'ipotesi sfavorevole in cui esso non sia tenuto in posizione dalle scarpe del sistema di spinta della TBM.

Verifica a pull-out

Nella stessa condizione di cui sopra devono essere sempre i connettori a garantire che il concio non cada. La forza di pull-out viene chiamata in causa in questo caso dall'effetto leva del concio sospeso.

Inoltre, i connettori devono essere verificati a pull-out nei confronti della risposta elastica data dalla coppia di guarnizioni elastomeriche compresse che tendono a separarsi.

Come le guarnizioni elastomeriche, anche i connettori longitudinali dovranno essere sottoposti ad opportuni test di laboratorio, al fine di verificare la congruenza tra gli effettivi valori di resistenza e quelli adottati per il progetto.

Di seguito, a titolo esemplificativo, si riportano due output tipici delle prove a taglio e a trazione dei connettori.

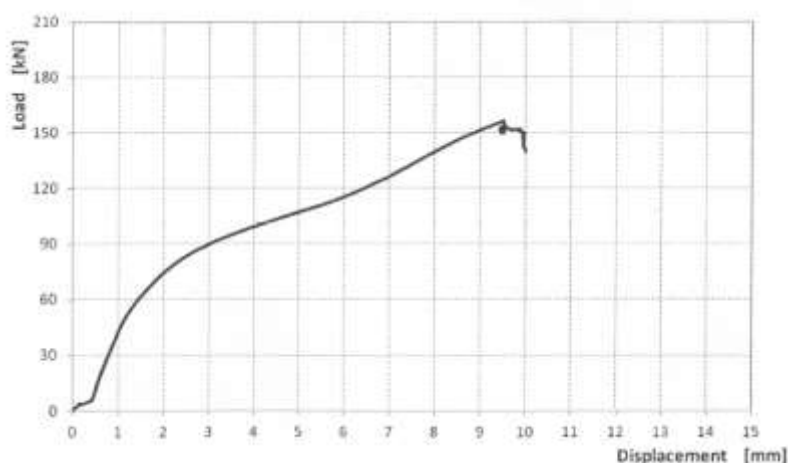


Figura 11.12 – Output test di laboratorio connettore longitudinale – prova a taglio

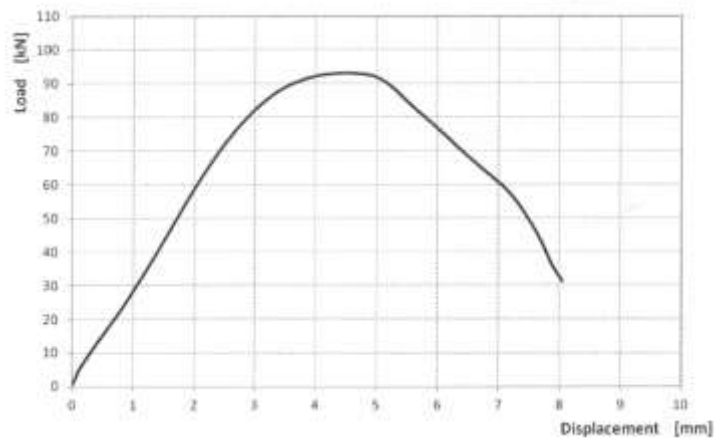


Figura 11.13 – Output test di laboratorio connettore longitudinale – prova a trazione

11.8 Verifiche del sistema di connessione

11.8.1 Verifica delle componenti per la galleria Montevocchio (DN7500)

Il peso proprio di un concio dell'anello di rivestimento della galleria Montevocchio è di $W_s=70$ kN.

Le azioni di progetto saranno allora:

$$\mathbf{V}_d = W_s = 70 = 70 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_d = W_s (b_w/2) = 70 \times 0.90 = 63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Con:

$b_w/2$ braccio della forza peso (b_w lunghezza del singolo anello di rivestimento definitivo), si considera come asse di rotazione quello passante per l'intradosso del rivestimento in corrispondenza dell'interfaccia verticale di due anelli successivi.

Poichè ogni concio è connesso al concio successivo da tre connettori, la forza verticale per ogni connettore sarà definita come:

$$\mathbf{F}_v = V_d/3 = 70/3 = 23 \text{ kN}$$

Il momento flettente agente genera nei connettori una forza di trazione (F_t) calcolabile tramite la seguente relazione:

$$M_d = 2 F_t B_1 + F_t B_2$$

Dove B_1 e B_2 sono rispettivamente il braccio della forza di trazione dei connettori più esterni e il braccio della forza di trazione agente nel connettore centrale.

Assumendo, a favore di sicurezza, come braccio delle forze di trazione un valore comune minimo pari a 40cm si ha:

$$F_t = 53 \text{ kN}$$

Il pull-out del connettore è legato anche alla risposta elastica della coppia di guarnizioni che interamente compresse nell'ipotesi cautelativa di off-set nullo tenderanno ad aprirsi una volta rilasciata la spinta dei martinetti della TBM. La forza di pull-out nominale sarà determinata dalla forza di risposta al metro (F_g), moltiplicata per lo sviluppo lineare del gasket (L_g) e ripartita sui tre connettori:

$$F_{po} = F_g L_g / N^{\circ}_{\text{dowel longitudinali}}$$

La forza di reazione lineare per una guarnizione avente pressione di progetto pari a 20bar (comprensivo del fattore di sicurezza per il comportamento nel tempo della guarnizione medesima) è compresa tra 40 e 60 kN/m, Il fattore di sicurezza è assunto pari a 1,35 trattando questo come un carico permanente.

La tabella seguente riporta il valore della forza di pull-out agente nei singoli connettori al variare della reazione lineare delle guarnizioni elastomeriche.

Forza di reazione F_l [kN/m]	Forza di pull-out F_{po} [kN/m]
40	73
50	91
60	110

Per la condizione limite di concio “appeso” per il sistema di connessione si dovranno invece garantire i seguenti valori minimi di resistenza a taglio e pull-out (considerando un fattore di sicurezza pari a 1.5):

$$\mathbf{V_{rd}} = 1.5 F_v = 35 \text{ kN}$$

$$\mathbf{T_{rd}} = 1.5 F_t = 80 \text{ kN}$$

11.8.2 Verifica delle componenti per le gallerie Zoccani, Cognolo e Ponzano (DN4000)

Il peso proprio di un concio dell'anello di rivestimento della galleria è di $W_s=20$ kN.

Le azioni di progetto saranno allora:

$$\mathbf{V_d}=W_s= 20 = 20 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_d}= W_s (b_w/2) = 20 \times 0.60 = 12 \text{ kN*m}$$

Con:

$b_w/2$ braccio della forza peso (b_w lunghezza del singolo anello di rivestimento definitivo), si considera come asse di rotazione quello passante per l'intradosso del rivestimento in corrispondenza dell'interfaccia verticale di due anelli successivi.

Poichè ogni concio è connesso al concio successivo da due connettori, la forza verticale per ogni connettore sarà definita come:

$$\mathbf{F_v} = V_d/2 = 20/2 = 10 \text{ kN}$$

Il momento flettente agente genera nei connettori una forza di trazione (F_t) calcolabile tramite la seguente relazione:

$$\mathbf{M_d} = 2 F_t B_1$$

Dove B_1 è il braccio della forza di trazione dei connettori.

Assumendo, a favore di sicurezza, come braccio delle forze di trazione un valore comune minimo pari a 30cm si ha:

$$\mathbf{F_t} = 20 \text{ kN}$$

Il pull-out del connettore è legato anche alla risposta elastica della coppia di guarnizioni che interamente compresse nell'ipotesi cautelativa di off-set nullo tenderanno ad aprirsi una volta rilasciata la spinta dei martinetti della TBM. La forza di pull-out nominale sarà determinata dalla forza di risposta al metro (F_g), moltiplicata per lo sviluppo lineare del gasket (L_g) e ripartita sui tre connettori:

$$F_{Po} = F_g L_g / N^{\circ}_{\text{dowel longitudinali}}$$

La forza di reazione lineare per una guarnizione avente pressione di progetto pari a 20bar (comprensivo del fattore di sicurezza per il comportamento nel tempo della guarnizione medesima) è compresa tra 40 e 60 kN/m, Il fattore di sicurezza è assunto pari a 1,35 trattando questo come un carico permanente.

La tabella seguente riporta il valore della forza di pull-out agente nei singoli connettori al variare della reazione lineare delle guarnizioni elastomeriche.

Forza di reazione F_l [kN/m]	Forza di pull-out F_{po} [kN/m]
40	122
50	152
60	182

Per la condizione limite di concio "appeso" per il sistema di connessione si dovranno invece garantire i seguenti valori minimi di resistenza a taglio e pull-out (considerando un fattore di sicurezza pari a 1.5):

$$V_{rd} = 1.5 F_v = 15 \text{ kN}$$

$$T_{rd} = 1.5 F_t = 30 \text{ kN}$$

11.8.3 Parametri di riferimento per la scelta del sistema di connessione

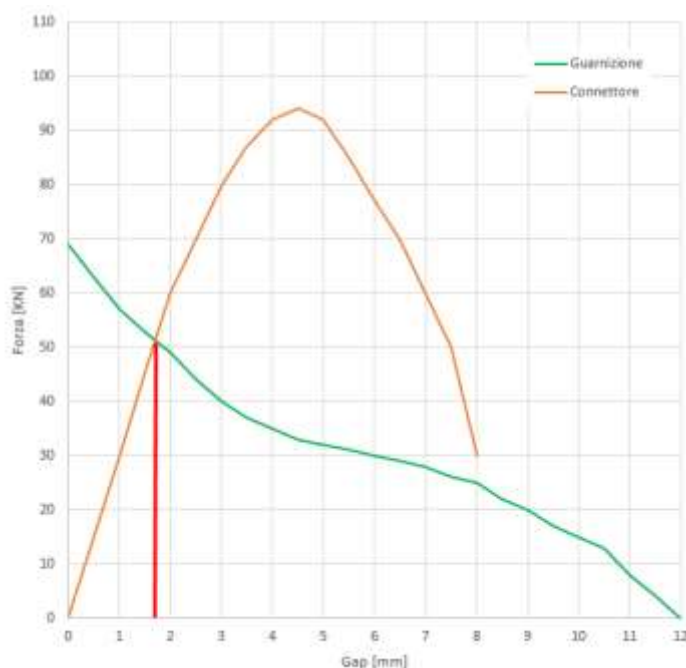
A fronte dei pre-dimensionamenti esposti nei paragrafi precedenti qui di seguito si indicano in maniera sintetica le caratteristiche che gli accessori (connettori e

guarnizioni) dovranno rispettare, utili per poter reperire sul mercato i prodotti più indicati allo scopo.

SEZIONE TIPO DN7500		SEZIONE TIPO DN4000	
<i>Guarnizione elastomerica</i>			
<i>Pressione di progetto [bar]</i>	20	<i>Pressione di progetto [bar]</i>	20
<i>Tipo di guarnizione</i>	Singolo ordine all'estradosso	<i>Tipo di guarnizione</i>	Doppio ordine all'estradosso e intradosso con cordino idroespansivo al centro
<i>Distanza asse guarnizione - estradosso [mm]</i>	60	<i>Distanza asse guarnizione - estr./intrad. [mm]</i>	60
<i>Larghezza indicativa area di contatto [mm]</i>	30 - 35	<i>Larghezza indicativa area di contatto [mm]</i>	25 - 30
<i>Offset massimo [mm]</i>	10	<i>Offset massimo [mm]</i>	10
<i>GAP massimo [mm]</i>	5	<i>GAP massimo [mm]</i>	5
<i>Sistema di fissaggio</i>	Ancorata senza collante	<i>Sistema di fissaggio</i>	Ancorata senza collante
<i>Reazione elastica massima [kN/m]</i>	40 - 60	<i>Reazione elastica massima [kN/m]</i>	40 - 60
<i>Connettori longitudinali</i>			
<i>Forza di pull-out massima [kN]</i>	80 - 110	<i>Forza di pull-out massima [kN]</i>	125 - 190
<i>Forza di taglio massima [kN]</i>	35	<i>Forza di taglio massima [kN]</i>	30
<i>Barre guida</i>			
Di tipo ancorato senza collante		Di tipo ancorato senza collante	

NB: Gli intervalli relativi alla forza di pull-out massima dei connettori longitudinali sono indicativi, lo sforzo di trazione che si genera all'interno delle connessioni longitudinali dipende direttamente dalla reazione elastica della guarnizione selezionata.

La scelta del sistema connettori-guarnizione deve essere operata in modo da tenere debitamente conto della rigidezza relativa, la figura seguente illustra in modo più chiaro quanto descritto:



***Figura 11.14 – Grafico esplicativo interazione connettore longitudinale –
guarnizione elastomerica***

La linea verticale in rosso rappresenta il punto di equilibrio tra la reazione elastica della guarnizione e lo sforzo di trazione che insorge nel connettore longitudinale: come si può notare il connettore da abbinare alla guarnizione selezionata dovrà garantire gli standard di funzionamento definiti al paragrafo Input progettuali 11.4, il gap che ne risulta dovrà essere inferiore al massimo definito da progetto (5mm).

In base a quanto descritto appare evidente che, una volta determinata la guarnizione elastomerica da adottare, non è sufficiente caratterizzare il relativo connettore longitudinale solamente con la forza di pull-out massima, ma occorre necessariamente tenere conto della rigidità dello stesso: nel caso della figura precedente, l'adozione di un connettore molto meno rigido di quello selezionato avrebbe potuto portare al raggiungimento di un punto di equilibrio corrispondente ad un valore di gap ben più ampio di quello massimo previsto dal progetto (5mm).

12 SCATOLARE ATTACCO 4000 PRESSO SAN GIOVANNI REATINO

Il presente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto scatolare di attacco del 4000. L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di San Giovanni Reatino.

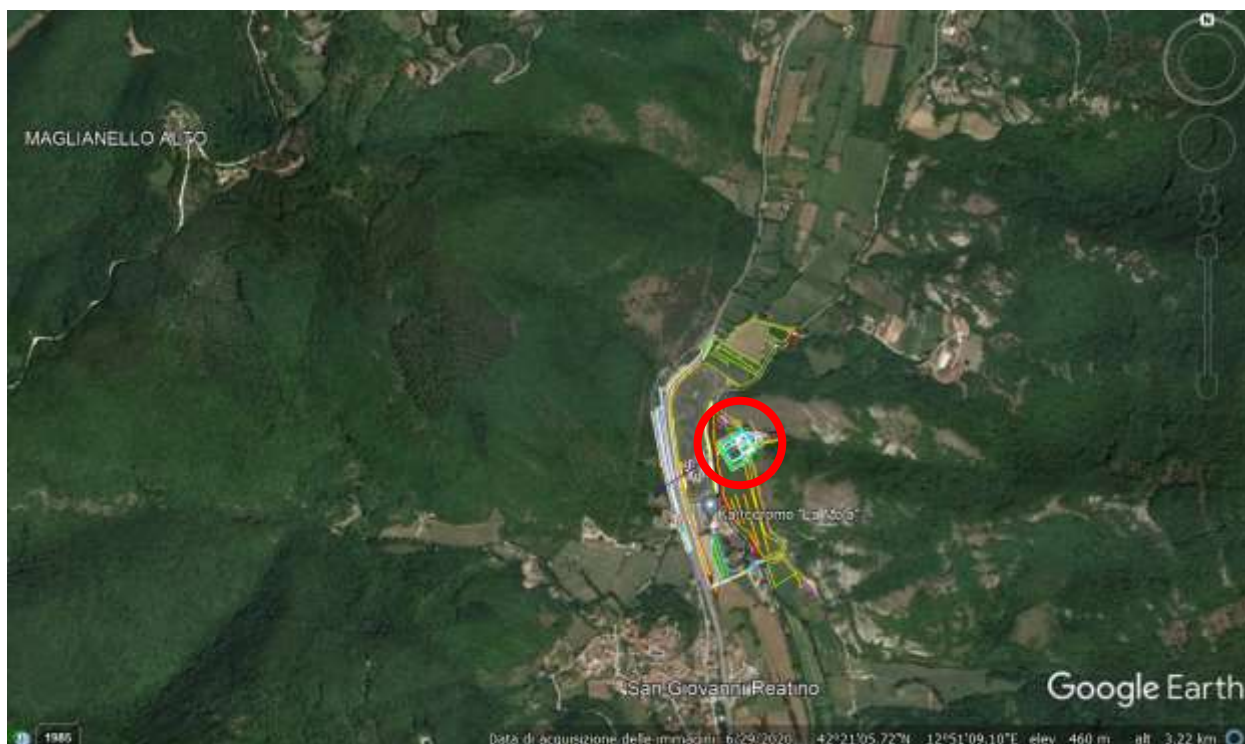


Figura 1-1 – Ubicazione del manufatto scatolare

12.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 1- Midas Gen 2021 versione 3.1 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 12-2 – Licenza Midas Gen 2021

12.2 Inquadramento geotecnico

Viene di seguito proposta, la caratterizzazione geologico – tecnica e sismica dei suoli di fondazione di riferimento per le verifiche progettuali. Per maggiori informazioni sui materiali di fondazione e a contatto con i manufatti, si rimanda alla relazione geologica.

Da 0,0 a circa -25 m dal p.c.- Alluvioni del Fosso Ariana:

- peso dell'unità di volume (γ) = 18 kN/m³;
- coesione (c') = 28.5 kPa;
- angolo di resistenza al taglio (φ') = 27°;
- modulo edometrico (E_d) = 10 MPa a pressione di riferimento 196kPa (derivante da prova edometrica di laboratorio).

Da -25 m dal p.c.- Calcari e calcari marnosi di colore bianco:

- peso dell'unità di volume (γ) = 25.8 kN/m³;
- coesione (c') = 283 kPa (derivante da caratterizzazione dell'ammasso roccioso);
- angolo di resistenza al taglio (φ') = 43° (derivante da caratterizzazione dell'ammasso roccioso);

- modulo di Young (E_y) = 1.203 GPa (derivante da caratterizzazione dell'ammasso roccioso);

Quota superficie di falda: piano campagna



Caratterizzazione sismica

- Categoria del suolo: C

- Categoria topografica: T1

12.2.1 Alluvioni del Fosso Ariana

Per descrivere in maniera appropriata il comportamento fortemente non lineare di questo litotipo si è utilizzato un legame costitutivo di tipo Isotropic Modified Mohr-Coulomb di cui si riportano le caratteristiche:

ID	4	Name	Alluvioni	Color	
Model Type	Modified Mohr-Coulomb			<input type="checkbox"/>	Structure
General Porous Non-Linear Thermal					
Elastic Modulus(E)	50000	kN/m ²		...	
Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m ³			
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m			
Poisson's Ratio(ν)	0.3				
Unit Weight(γ)	18	kN/m ³			
Initial Stress Parameters					
Ko Determination	0.5460095				
<input checked="" type="radio"/>	Automatic				
<input type="radio"/>	Manual	<input type="checkbox"/>	Anisotropy		

ID Name Color

Model Type Structure

General Porous Non-Linear Thermal

Secant Elastic modulus in Shear Hardening($E_{g,p}$)	<input type="text" value="10000"/>	kN/m^2
Tangential Stiffness Primary Oedometer Test Loading(E_{oedref})	<input type="text" value="10000"/>	kN/m^2
Elastic Modulus at Unloading(E_{ur})	<input type="text" value="30000"/>	kN/m^2
Failure Ratio(R_f)	<input type="text" value="0.9"/>	
Reference Pressure(P_{ref})	<input type="text" value="196"/>	kN/m^2
Power of Stress Level Dependency	<input type="text" value="0.5"/>	
Porosity(n)	<input type="text" value="0.6"/>	
Friction Angle at shear(Φ)	<input type="text" value="27"/>	[deg] ...
$K0_{nc}$	<input type="text" value="0.5460095"/>	
Ultimate Dilatancy Angle(ψ)	<input type="text" value="5"/>	[deg]
Cohesion(C)	<input type="text" value="28.5"/>	kN/m^2 ...

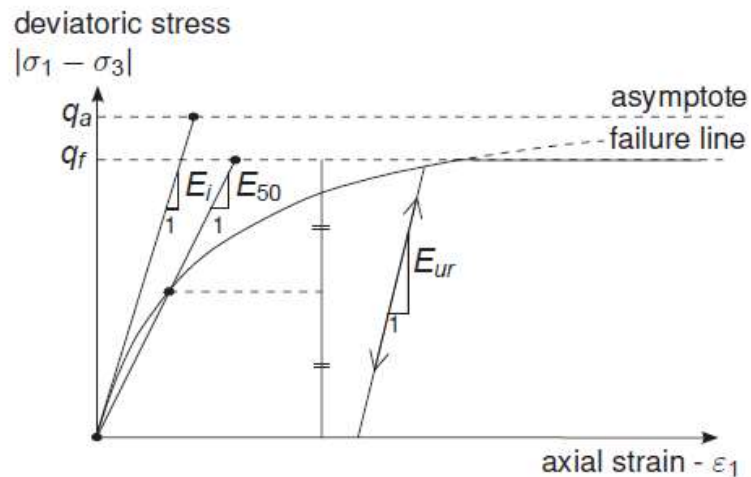


Figure 6.1 Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test

12.2.2 Calcari e calcari marnosi di colore bianco

Per descrivere in maniera appropriata il comportamento di questo litotipo si è utilizzato un legame costitutivo di tipo Isotropic Mohr-Coulomb le cui caratteristiche sono state ricavate da una caratterizzazione dell'ammasso roccioso:

Dati di input

Caratteristiche fisiche Unità Geologico-Tecniche

 $\gamma = 25.8 \frac{kN}{m^3}$ Peso dell'unità di volume ammasso

 $\sigma_c = 85.10 \text{ MPa}$ Resistenza a compressione monoassiale
 $m_i = 7$ Costante fisica adimensionale

 $GSI = 51$ Geological Strength Index

 $D = 1$ Fattore di disturbo (Versanti, Taglio di scarpate per opere di ingegneria civile con usi di esplosivo con cariche non controllate o con uso di scavo meccanizzato)

 $H = 20 \text{ m}$ Copertura

Applicazione = "Versanti" Gallerie o Versanti

Determinazione dei parametri di resistenza di ammasso

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}} = 0.211$$

$$s_b = e^{\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}} = 2.84 \cdot 10^{-4}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) = 0.505$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s_b - a \cdot (m_b - 8 \cdot s_b)) \cdot \left(\frac{m_b}{4} + s_b \right)^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a)} = 5.148 \text{ MPa} \quad \text{resistenza globale dell'ammasso}$$

$$p_1 = \text{if}(\text{Applicazione} = \text{"Gallerie"}, 0.47, 0.72) = 0.72$$

$$p_2 = \text{if}(\text{Applicazione} = \text{"Gallerie"}, 0.94, 0.91) = 0.91$$

$$\sigma_{3,gal} = p_1 \cdot \sigma_{cm} \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-p_2} = 0.457 \text{ MPa} \quad \text{massimo valore della tensione normale minima per gallerie}$$

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{1,star}}{\sigma_c} = 0.005$$

rapporto di tensioni

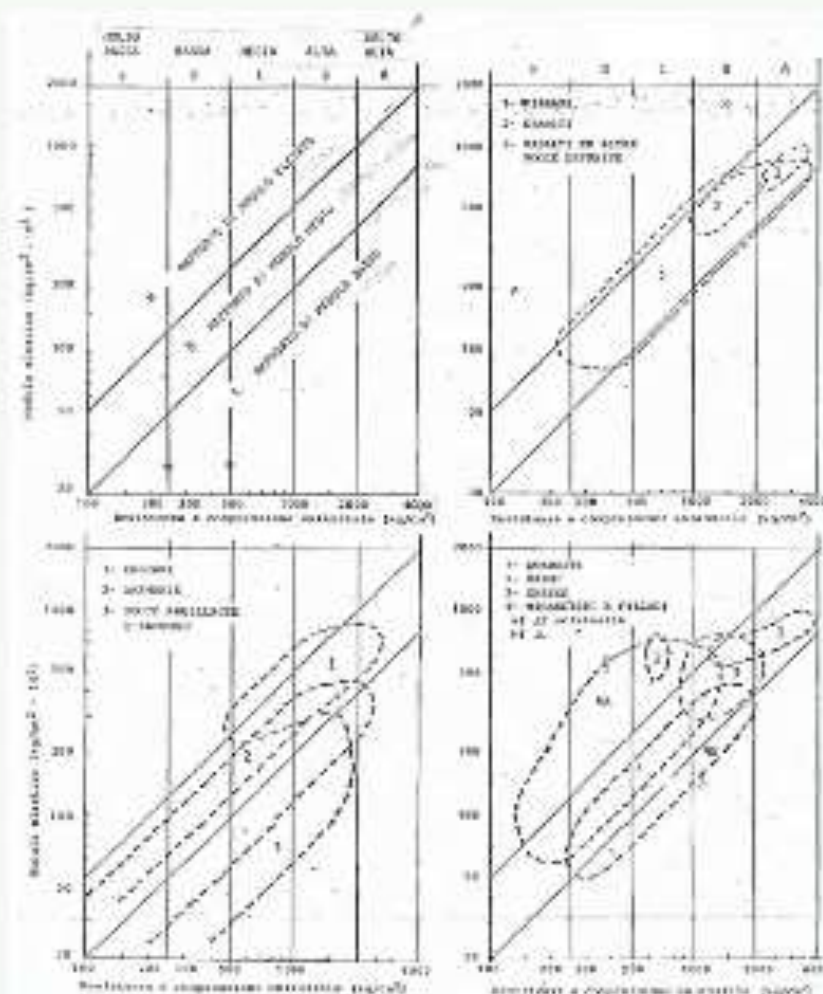
$$\phi = \arcsin \left(\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}} \right) = 43.261^\circ$$

angolo di resistenza al taglio equivalente

$$c = \frac{\sigma_c \cdot ((1+2 \cdot a) \cdot s_b + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n}) \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{1 + \frac{(6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1})^2}{(1+a) \cdot (2+a)}}} = 0.283 \text{ MPa}$$

coesione equivalente

Determinazione dei parametri di deformabilità di ammasso



MR=200

Rapporto di modulo per calcoli

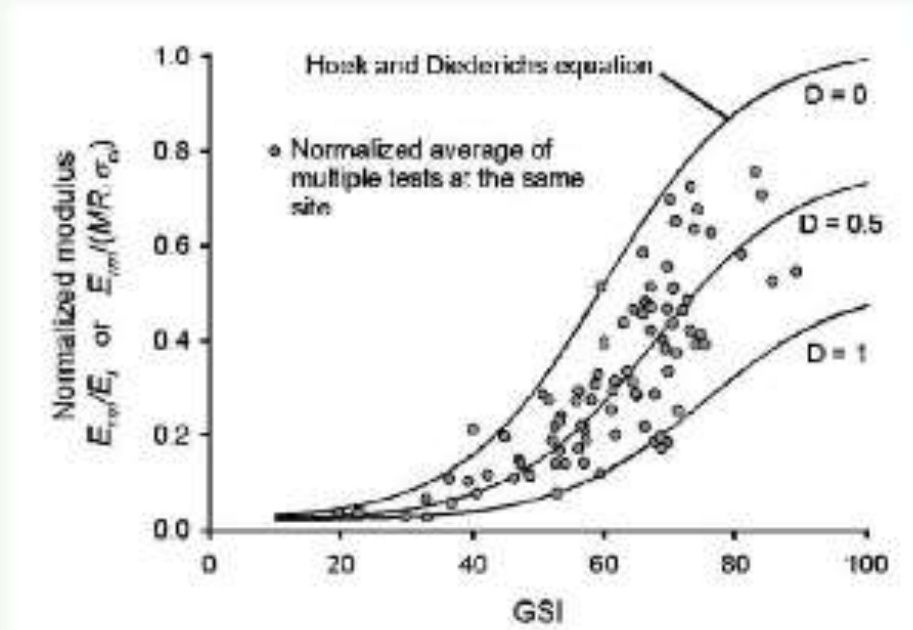
$$E_i = MR \cdot \sigma_c = 17.02 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young tangente Es}$$

$$E_1 = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{60 + 15 \cdot D - GSI} \right) = 1.203 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso}$$

In alternativa:

$$E_2 = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100} \cdot 10^{\frac{GSI - 10}{40}}} = 4.886$$

$$E_2 = E_2 \cdot \text{GPa} = 4.886 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso (valida per } \sigma_c < 100 \text{ MPa)}$$



$$E_3 = 0.07 \cdot E_i = 1.191 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso}$$

$$E_{\text{amm}} = \frac{E_1 + E_2 + E_3}{3} = 2.427 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso medio}$$

Model Type Mohr-Coulomb Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height m


Poisson's Ratio(ν)

Unit Weight(γ) kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination

Automatic

Manual Anisotropy 

Model Type Mohr-Coulomb Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) kN/m²

Inc. of Cohesion kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height m

Frictional Angle(ϕ) [deg]

Dilatancy Angle [deg]

Tension Cut-off

Tensile Strength kN/m²

Cut-off Yield Surface

Pressure Rankine

12.2.3 Interfaccia

Il comportamento dell'interfaccia tra terreno e struttura si basa sulla legge di attrito di Coulomb (1785) e segue l'ipotesi che la forza di attrito di un'interfaccia sia proporzionale al coefficiente di attrito e alle forze confinanti perpendicolari alla direzione normale che agisce sull'interfaccia (ϕ_{int} , C_{int}). Inoltre tale interfaccia è

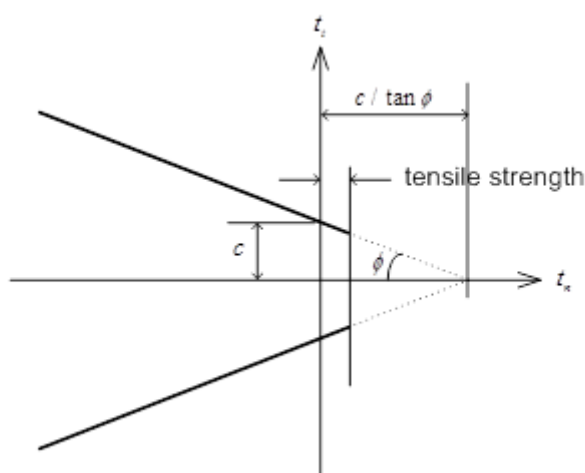
collegata alla mesh del terreno attraverso molle (perpendicolari e trasversali alla faccia dell'elemento strutturale) si rigidezza K_n e K_t . I valori di ϕ_{int} , C_{int} , K_n , K_t sono ricavati in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno adiacente l'elemento strutturale attraverso i coefficienti R e t_v posti rispettivamente pari a 0.65 e 0.01 così come suggerito per un contatto tra acciaio e sabbia.

$$K_n = E_{oed,i} / t_v$$

$$K_t = G_i / t_v$$

$$C_i = R \times C_{soil}$$

$$\phi_i = \tan^{-1} (R \times \tan(\phi_{soil}))$$



12.3 Schema di calcolo

La struttura è stata modellata per mezzo del software ad elementi finiti Midas Gen mediante elementi di tipo beam e column. Si è scelto di realizzare un modello di calcolo rappresentativo di una striscia unitaria in direzione di sviluppo longitudinale dell'opera.

Di seguito il modello FEM analizzato:

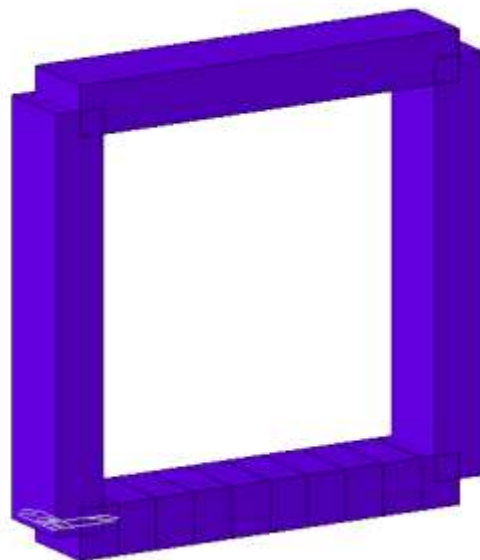


Figura 1-4 – Scatolare attacco 4000, modello FEM, elementi “beam” con sezione 60 cm x 100 cm

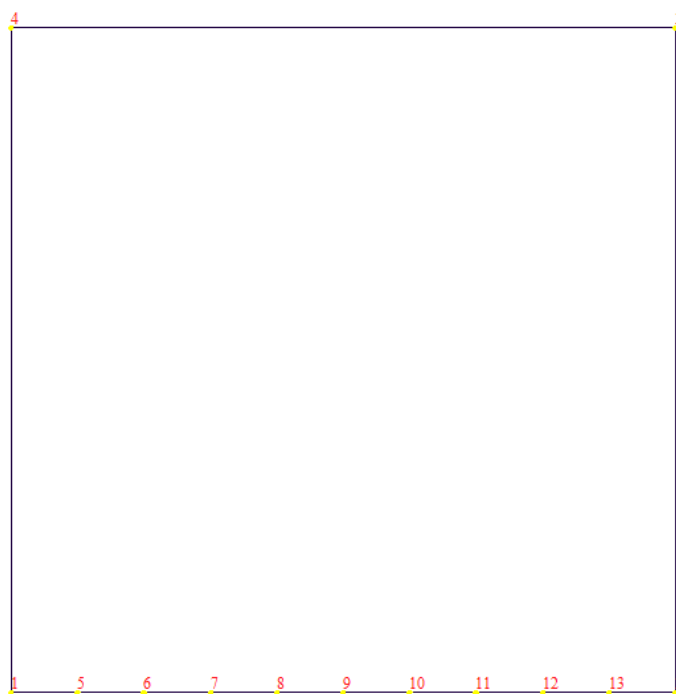


Figura 1-5 – Scatolare attacco 4000 - Numerazione nodi

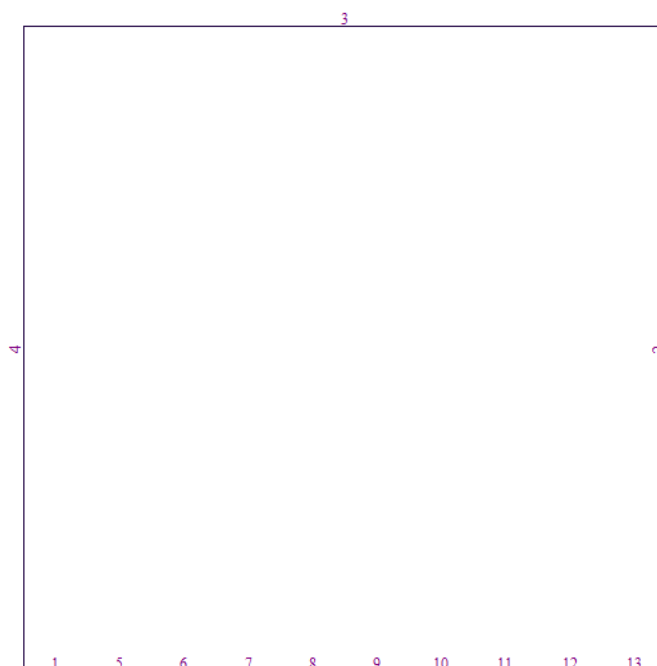


Figura 1-6 – Scatolare attacco 4000 - Numerazione aste

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale:

- Larghezza interna: 4.40m;
- Altezza interna: 4.40m;
- Spessore della soletta di copertura: 0.60m;
- Spessore delle pareti laterali: 0.60m;
- Spessore della platea di fondazione: 0.60m;
- Dimensione di base della platea: 5.60m;
- Sviluppo dello scatolare: 32.2 m;
- Ricoprimento massimo (estradosso copertura-p.c.): di 1.65m.

12.4 Determinazione della costante di sottofondo

Per tenere in conto dell'interazione struttura-terreno nel modello di calcolo si introduce una schematizzazione del terreno "alla Winkler". Il modello di terreno alla

Winkler prevede un solo parametro, il modulo di reazione del terreno k , assunto pari alla rigidità di molle elastiche indipendenti al di sotto degli elementi strutturali, e definito come quel legame che vi è tra la pressione esercitata su un terreno (Δq) ed il suo cedimento (ΔH). La costante di Winkler è stata stimata sulla base di prove di carico su piastre di forma e dimensioni prestabilite: in questo caso il valore, convenzionalmente indicato con k_1 , dipende solo dalle caratteristiche del terreno e quindi ha senso introdurre valori tipici di k_1 per tipo di terreno. Da questi valori k_1 si può passare al valore di k specifico per la fondazione attraverso le seguenti relazioni:

- per terreni coesivi $k = k_1 (b/1,5B)$
- per terreni incoerenti $k = k_1 [(B+b)/2B]^2$

dove $b = 30$ cm (lato della piastra), $B =$ larghezza trave di fondazione

Valori tipici di k_1 [N/cm^3] per terreni incoerenti (da C. Viggiani, Fondazioni)

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7 ÷ 20	20 ÷ 100	100 ÷ 350
Valore consigliato	Non satura	15	50	175
	Satura	10	30	110

terreni incoerenti (formula Terzaghi & Peck)

$$\begin{aligned}
 k_1 &= 10 \quad [N/cm^3] \\
 b &= 0.3 \quad [m] \\
 B &= 5.40 \quad [m] \\
 k &= k_1 * ((B+b)/2B)^2 = 2.785 \quad [N/cm^3] \\
 &= 0.279 \quad [kg/cm^3]
 \end{aligned}$$

12.5 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per la struttura, effettuata considerando una striscia di manufatto di profondità pari a 1 m. Nell'analisi dei carichi si trascura la presenza delle paratie previste in progetto, in quanto opere provvisorie.

12.5.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi principali della struttura, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria dei vari elementi strutturali con i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

12.5.2 Azioni copertura

Permanente portato

- Terreno di riempimento: $18 \times 1.65 \times 1 = 29.7 \text{ kN/m}$

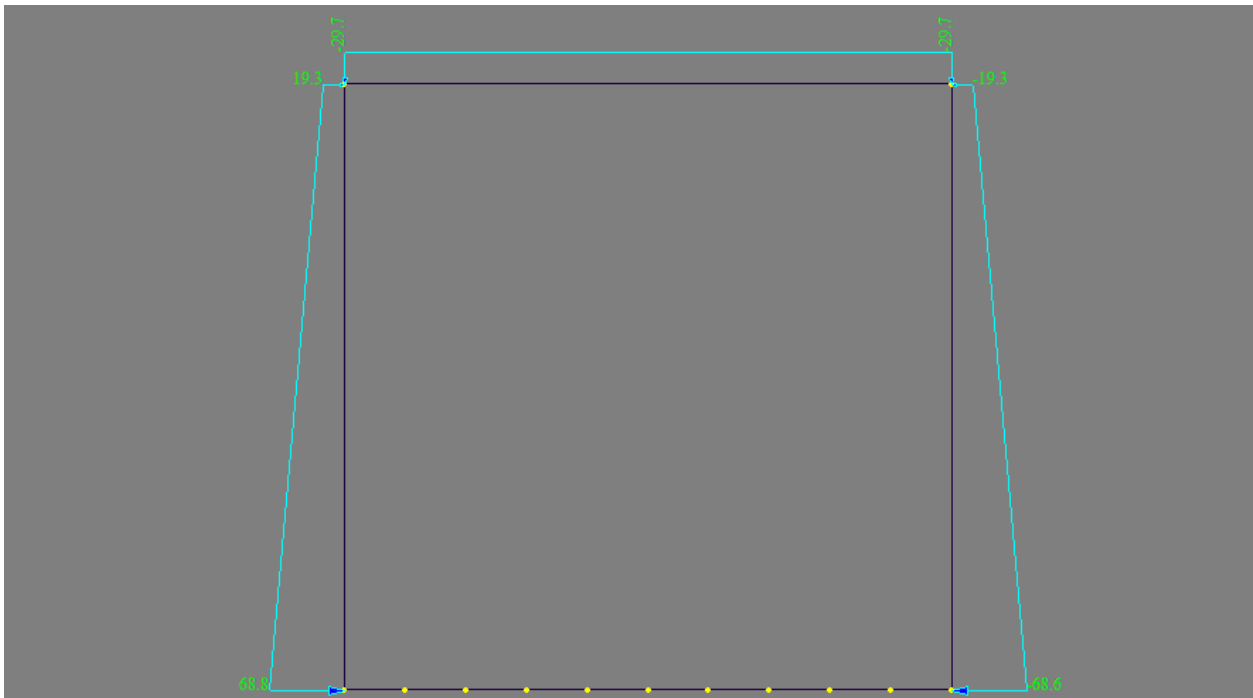


Figura 1-7 – Caso di carico "terreno statico"

Variabili

- Carico accidentale in copertura (traffico): $Q_{k,1} = 20 \text{ kN/m}^2$

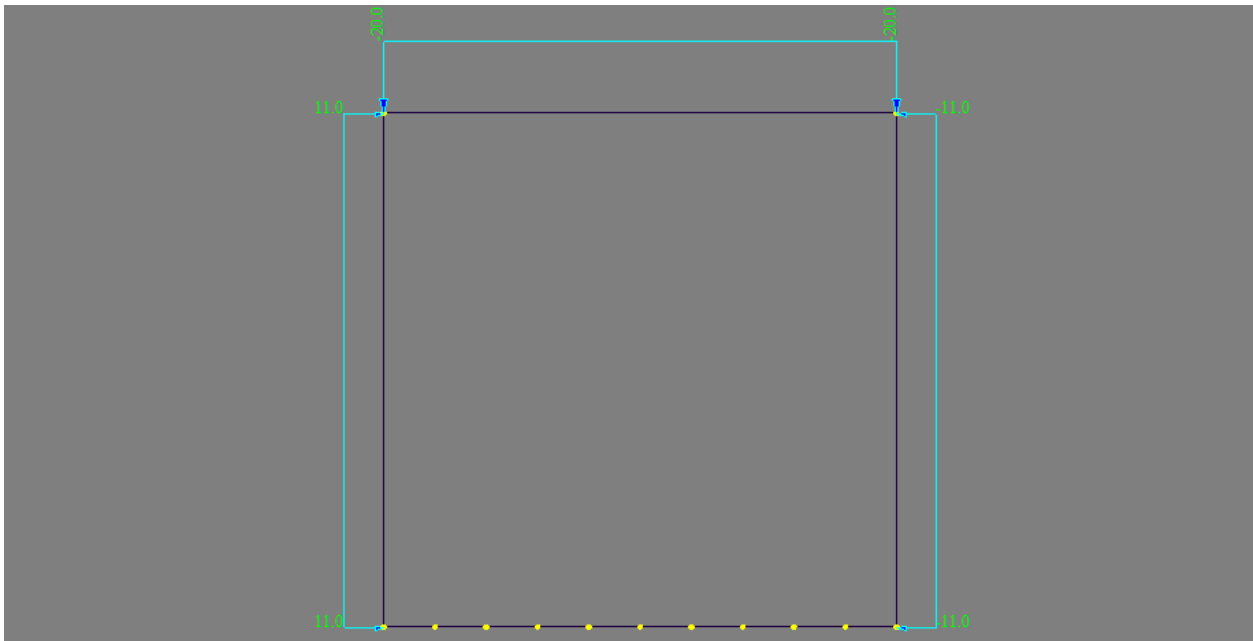


Figura 12-8 – Caso di carico "accidentale"

12.5.3 Azioni platea di fondazione

All'interno del manufatto è presente un riempimento in cls per mezzo del quale si realizza la condotta per il transito dell'acqua. A vantaggio di sicurezza si considera che il manufatto sia completamente pieno di cls, tale carico viene distribuito sulla platea di fondazione.

- Peso cls di riempimento = $4.4 \times 1 \times 25 = 110$ kN/m;

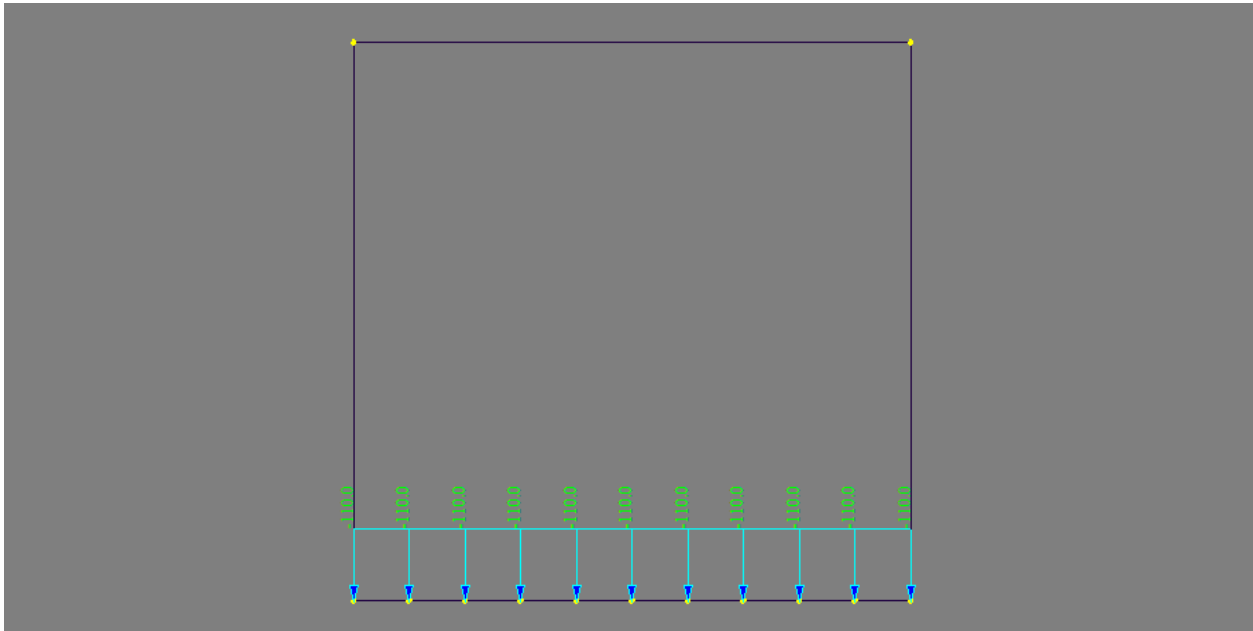


Figura 12-9 – Caso di carico "riempimento"

12.5.4 Spinta statica del terreno

La spinta statica del terreno sulle pareti al di sotto del piano campagna è stata valutata in condizioni di spinta a riposo.

La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in assenza di falda:

$$\sigma_h(z) = K_o \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell'unità di volume del terreno;
- k_o , coeff. di spinta a riposo = $1 - \text{sen}\phi$.

Si ottiene:

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi = 0.55$$

$$\sigma_{1.95m} = 0.55 \cdot 18 \cdot (1.65 + 0.3) \cdot 1 = 19.3 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{6,95m} = 0.55 \cdot 18 \cdot (1.65 + 5.6 - 0.3) \cdot 1 = 68.8 \text{ kN/m}$$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.

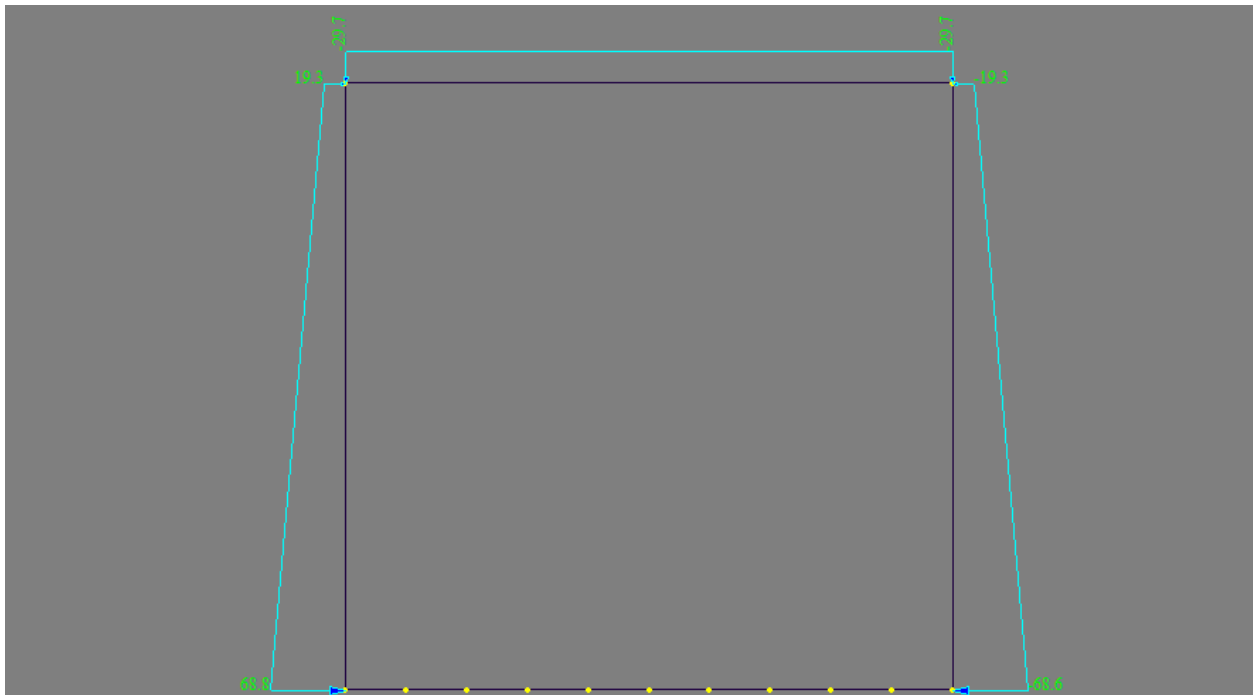


Figura 12-30 – Caso di carico "terreno statico"

12.5.5 Spinta statica dell'acqua di falda

La falda risulta presente a piano campagna. Di conseguenza la spinta statica dell'acqua di falda sulle pareti del manufatto è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$p_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

dove:

- γ_w , peso specifico dell'acqua;

- z' , profondità dal piano campagna.

Si riporta di seguito l'applicazione delle pressioni al modello, con l'applicazione di una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z \times l = 10 \times (1.65 + 5.6 - 0.3) \times 1 = 69.5$ kN/m, e con valore in sommità pari a $\gamma_w \times z \times l = 10 \times (1.65 + 0.3) \times 1 = 19.5$ kN/m.

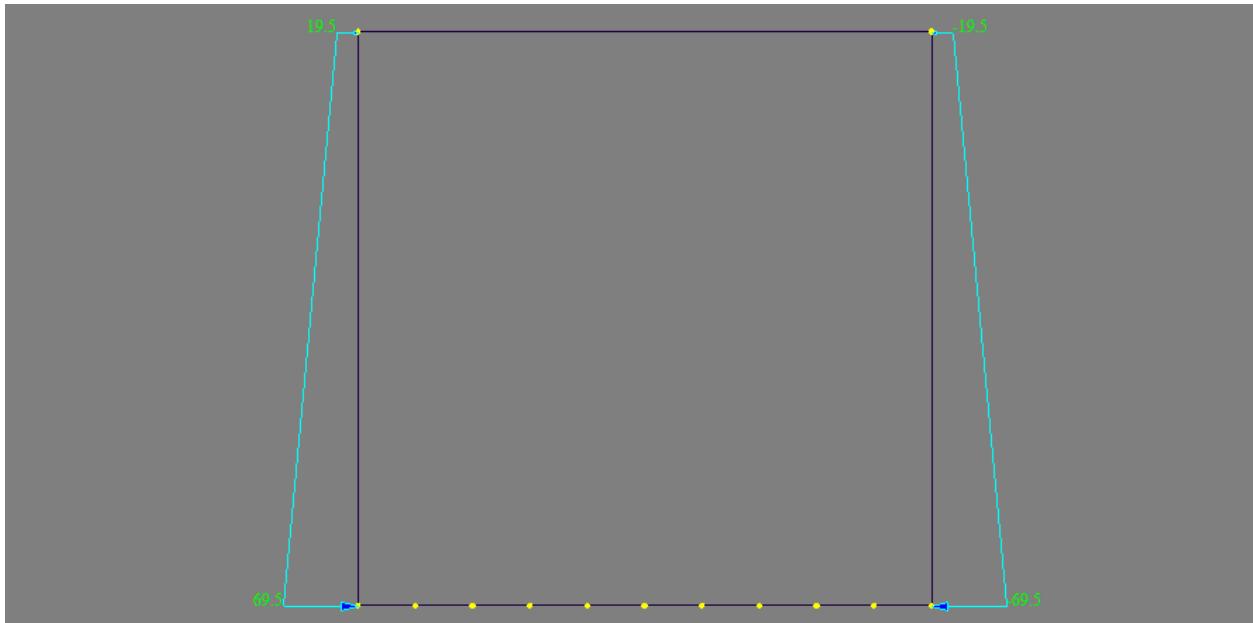


Figura 12-4 – Caso di carico "falda"

12.5.6 Spinta statica dovuta al sovraccarico

Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa posizionato a ridosso del manufatto a quota piano campagna. Per effetto del sovraccarico nascerà quindi una spinta orizzontale sulle pareti esterne del manufatto. Considerando un valore di $K_0 = 1 - \text{sen}\phi = 1 - \text{sen}(27^\circ) = 0.55$ si ha una spinta orizzontale sulle pareti pari a:

- $20 \times 0.55 \times 1 = 11$ kN/m

Di seguito l'applicazione al modello:

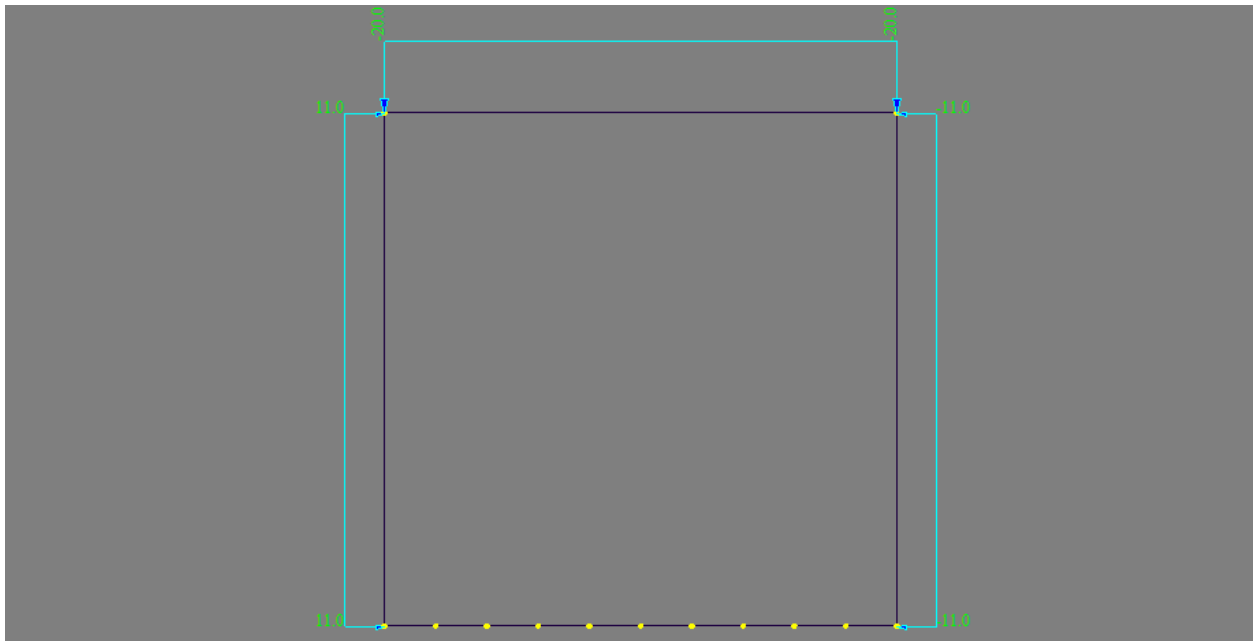


Figura 12-12 –Caso di carico "accidentale"

12.5.7 Analisi strutturale sismica

I carichi sismici strutturali e non strutturali sono considerati in automatico dal software di calcolo una volta definite le geometrie dei vari elementi. Essendo il manufatto completamente interrato è stato ipotizzato un periodo di vibrare della struttura pari a 0 sec e quindi l'azione sismica è stata valutata come segue:

$$F_h = a_g \cdot S \cdot \frac{W}{g} = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \frac{W}{g} = 0.163g \cdot 1.46 \cdot 1.2 \cdot \frac{W}{g} \cong 0.29W \quad F_h = a_g \cdot S \cdot \frac{W}{g} = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \frac{W}{g} = 0.163g \cdot 1.46 \cdot 1.2 \cdot \frac{W}{g} \cong 0.29W \quad F_h = W \cdot (S_s \cdot S_T) \cdot a_g/g = 0.34g \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot W/g = 0.34 \cdot$$

W

Operativamente nel programma di calcolo è stato introdotto un moltiplicatore del peso proprio nella direzione orizzontale X all'interno del caso di carico "sisma", come illustrato nella figura seguente.

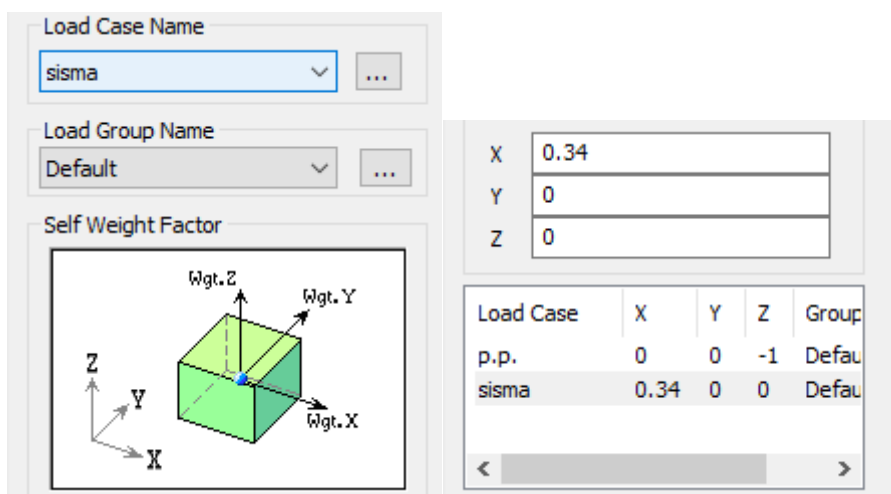


Figura 12-13 - Modello FEM: applicazione di un carico sismo costante sul manufatto

12.5.8 Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Dalle NTC2018 §7.11.6.2.1 si ha:

$$k_h = \beta_m \cdot (S_S \cdot S_T) \cdot a_g/g = 0.34$$

L'incremento di spinta dinamica sulla struttura è stato valutato facendo riferimento alla teoria di Wood, utilizzata per opere di sostegno che non possono subire spostamenti o rotazioni.

La distribuzione di pressioni risultanti ha andamento costante ed è correlata al peso dell'unità di volume del terreno potenzialmente mobilitato, al coefficiente k_h e all'altezza interrata del setto H . Per una striscia di 1 m di profondità vale:

$$\Delta p_d(z) = k_h \gamma H = 0.34 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 5.6\text{m} \cdot 1 \text{ m} \approx 34.3 \text{ kN/m}$$

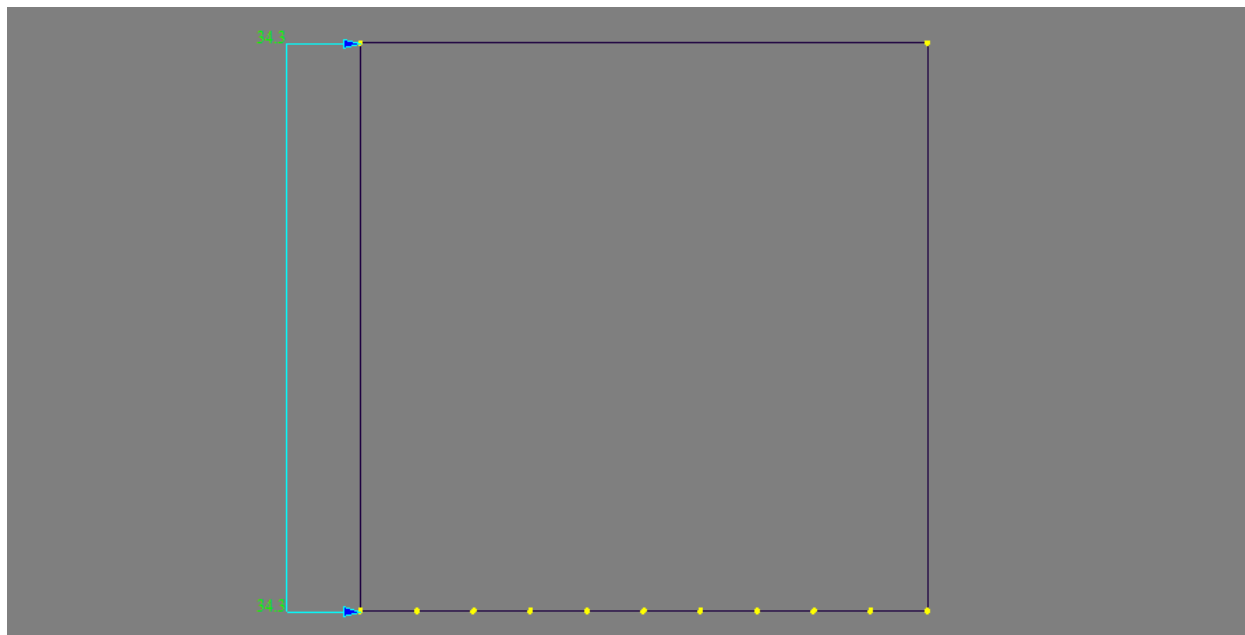


Figura 12-5 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in dir. +X

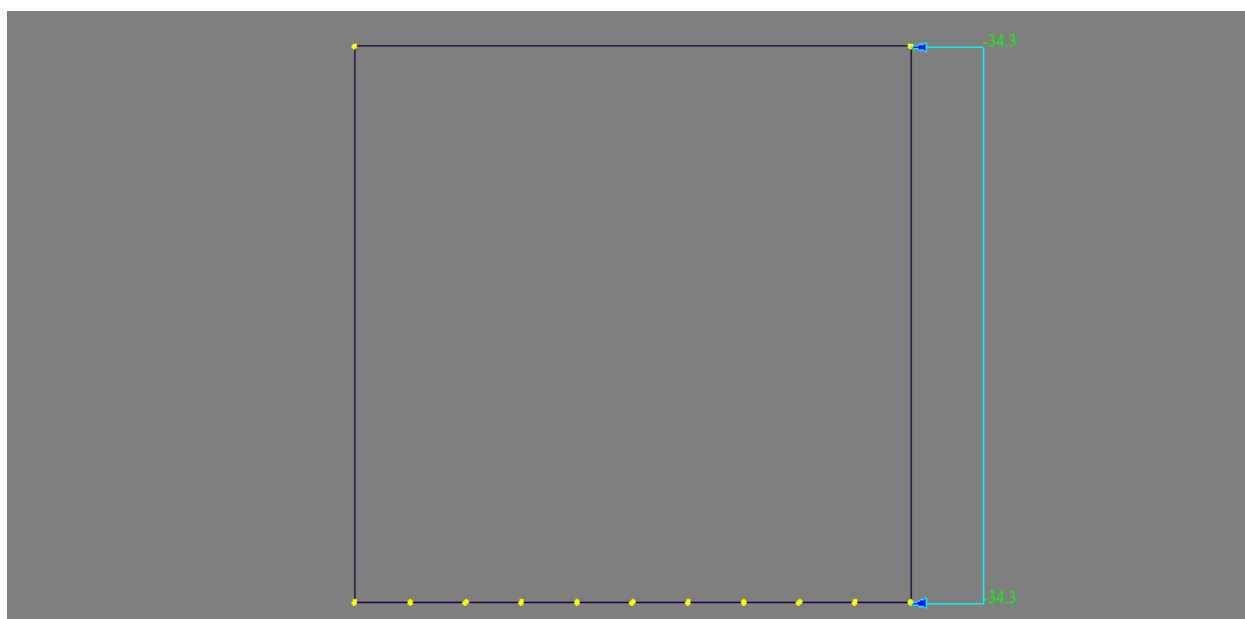


Figura 12-6 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in dir. -X

12.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione **fondamentale**, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **quasi permanente**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione **eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

stato limite di fessurazione;

stato limite delle tensioni di esercizio;

stato limite di deformazione.

Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall'azioni dei carichi. Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l'ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell'elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δs_m .

Per le strutture contenenti liquidi si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti, uno stato limite di formazione delle fessure, mentre, per le combinazioni di carico frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale a $w_1 = 0.2$ mm.

Per le altre tipologie di strutture si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_1 = 0.2$ mm e $w_2 = 0.3$ mm.

Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti.

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara;}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanenti;}$$

La tensione massima σ_s nell'acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Stato limite di deformazione

Le deformazioni di un elemento o di una struttura devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. I limiti di deformazione da imporre alla struttura, in linea di principio, non dovranno superare i valori per i quali si possono verificare inconvenienti agli elementi collegati alla struttura aventi comportamento fragile (vetrate, tramezzature, pavimentazioni, etc.). In altri casi i limiti possono essere imposti per assicurare il

corretto funzionamento di macchinari o impianti. Seppur in via indiretta, il controllo delle deformazioni permette anche di limitare vibrazioni fastidiose.

Orientativamente, la norma ISO 4356 indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, etc.) per i quali si ritiene che frecce inferiori a 1/250 della luce, indotte da carichi quasi permanenti, non compromettano l'aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di 1/500 della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.

Nelle strutture in cemento armato devono considerarsi anche le componenti di deformazione differita del calcestruzzo quali il ritiro e la viscosità.

Per travi con sezione rettangolare o ad esse assimilabili aventi luce non superiore a 10 m e per piastre rettangolari, si può omettere la verifica di deformabilità purché i rapporti luce/altezza risultino inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (nel caso delle piastre rettangolari la luce è la minore dimensione in pianta).

Condizioni di vincolo	l/h
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

Di seguito si riportano le combinazioni che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidzze interne e di carichi esterni.

	Name	P.P	terreno statico	accidentale	falda	sisma	sisma terreno x+	sisma terreno x-	riempimento
SLU	1	1.30	1.30	1.50	1.30				1.50
SLU	2	1.30	1.30		1.30				1.50
SLU	3	1.30	1.30	1.50					1.50
SLU	4	1.30	1.30						1.50

Tabella 12.1 – Combinazioni di carico agli SLU

	Name	P.P	terreno statico	accidentale	falda	sisma	sisma terreno x+	sisma terreno x-	riempimento
SLV	5	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00		1.00
SLV	6	1.00	1.00	0.30		1.00	1.00		1.00
SLV	7	1.00	1.00	0.30	1.00	-1.00		1.00	1.00
SLV	8	1.00	1.00	0.30		-1.00		1.00	1.00

Tabella 12.2 – Combinazioni di carico sismiche

	Name	P.P	terreno statico	accidentale	falda	sisma	sisma terreno x+	sisma terreno x-	riempimento
SLE rara	9	1.00	1.00	1.00	1.00				1.00
SLE frequente	10	1.00	1.00	0.50	1.00				1.00
SLE quasi perm.	11	1.00	1.00	0.30	1.00				1.00

Tabella 12.3 – Combinazioni di carico in esercizio

12.7 Risultati

12.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni per le combinazioni allo stato limite ultimo (sismiche e statiche) e di esercizio.

- SLU – SLV

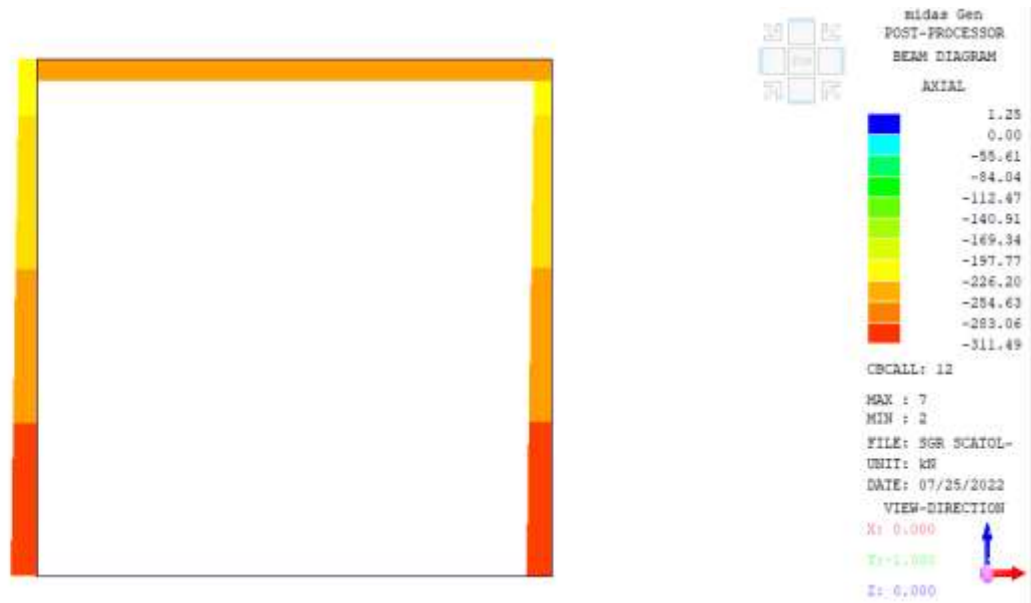


Figura 12-16 – Involuppo sforzo normale Fx

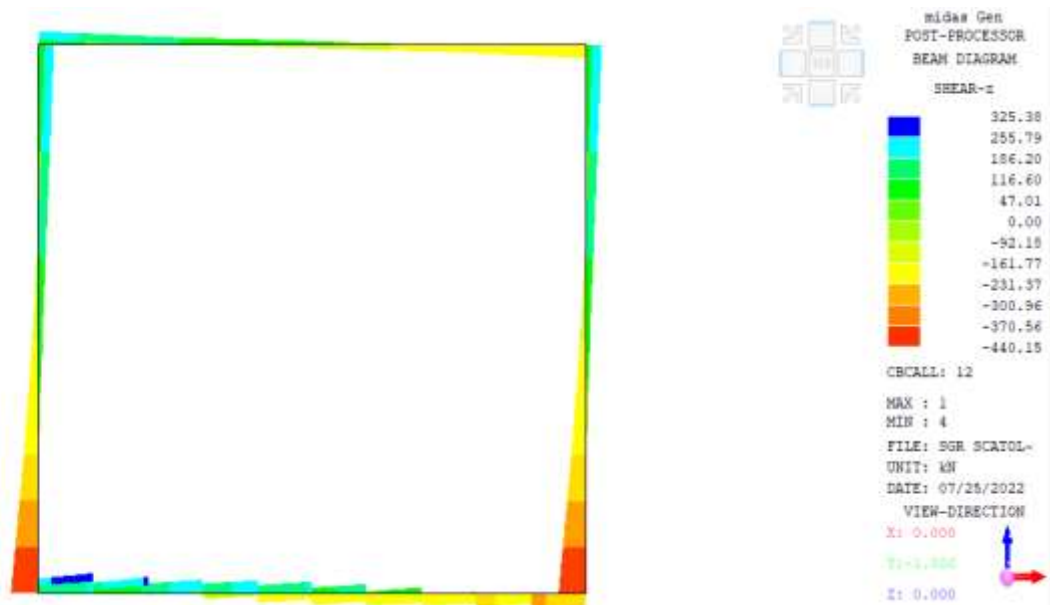


Figura 12-17 – Involuppo Taglio Fz

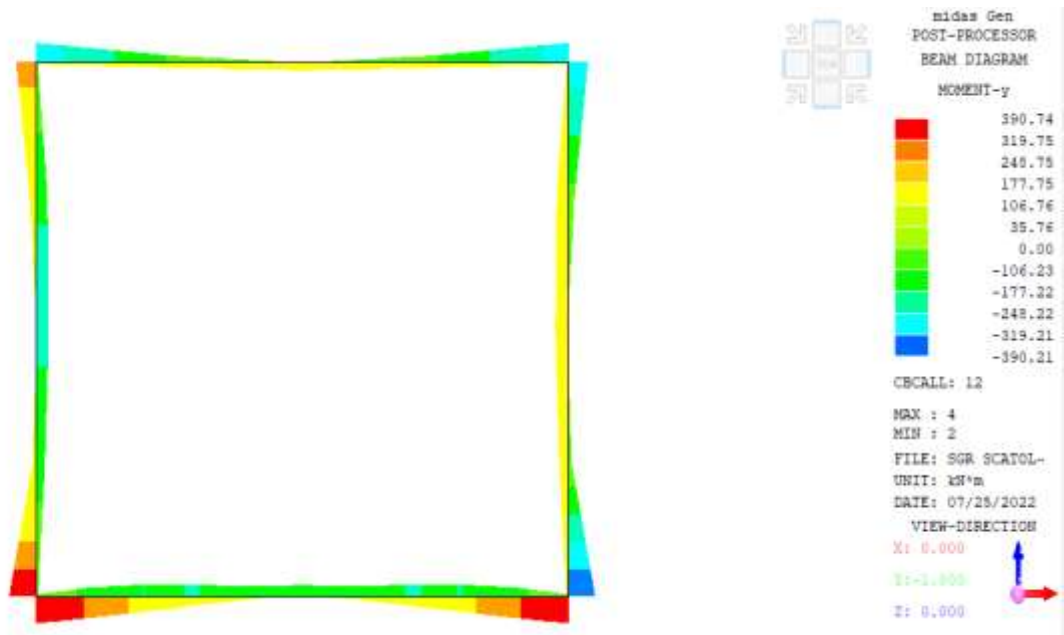


Figura 12-18 – Involuppo Momento flettente M_y

- SLE – Rara

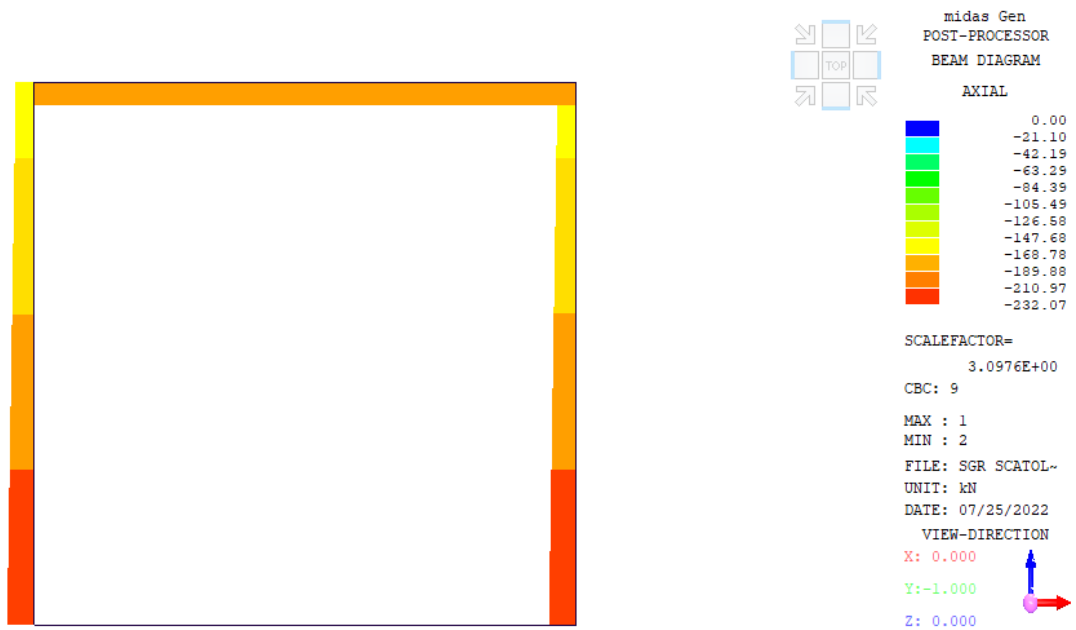


Figura 12-19 – Sforzo normale F_x

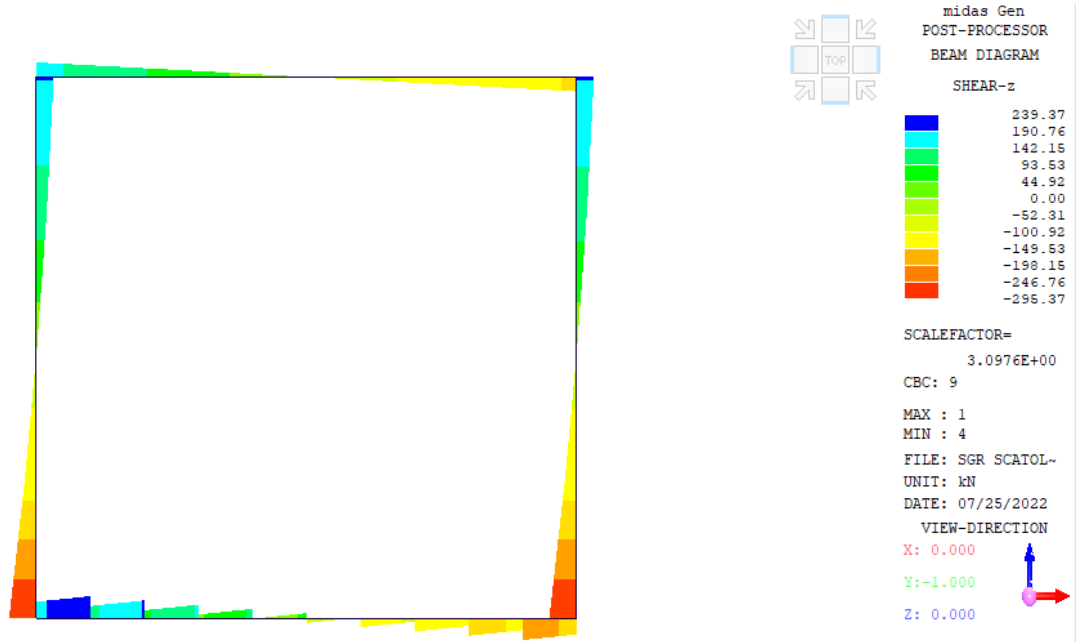


Figura 12-20 – Taglio Fz

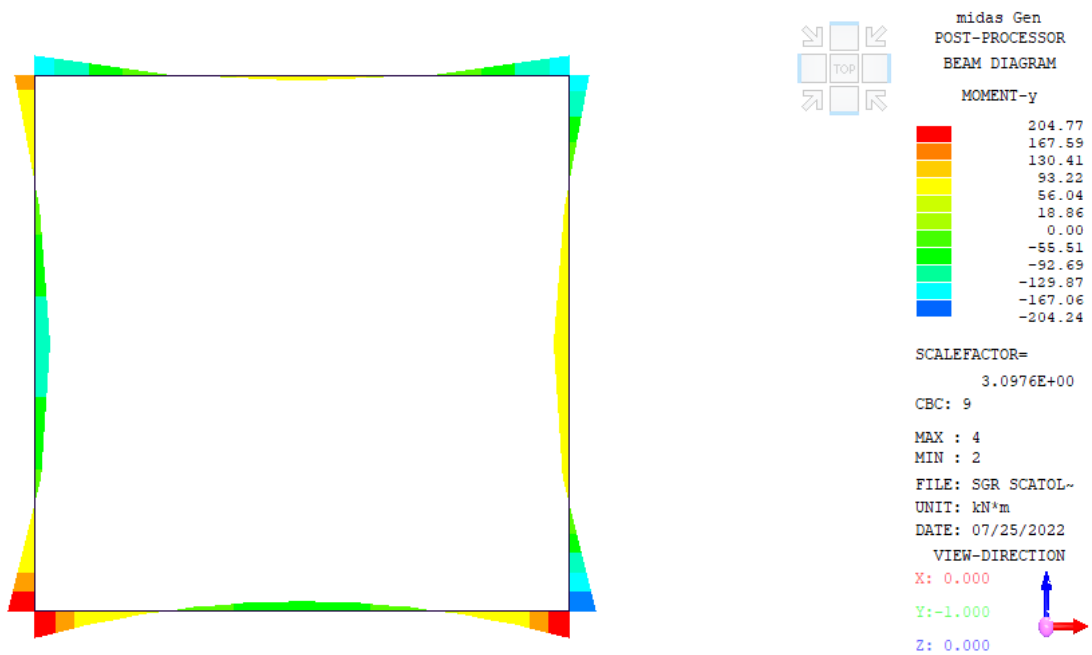


Figura 12-21 –Momento flettente My

- SLE – Frequente

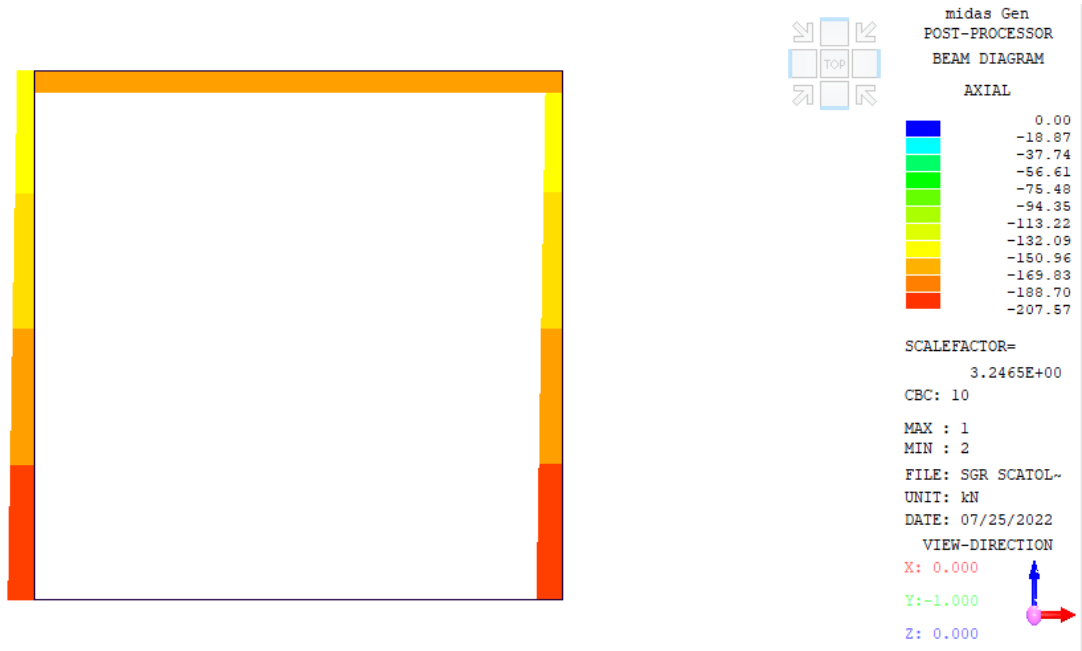


Figura 12-22 – Sforzo normale Fx

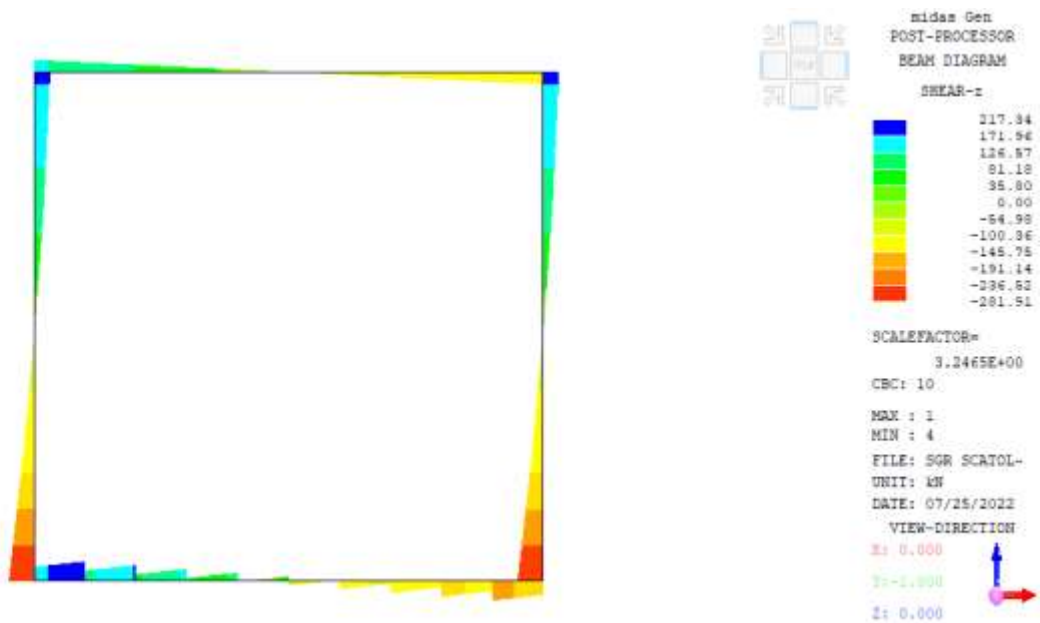


Figura 12-23 – Taglio Fz

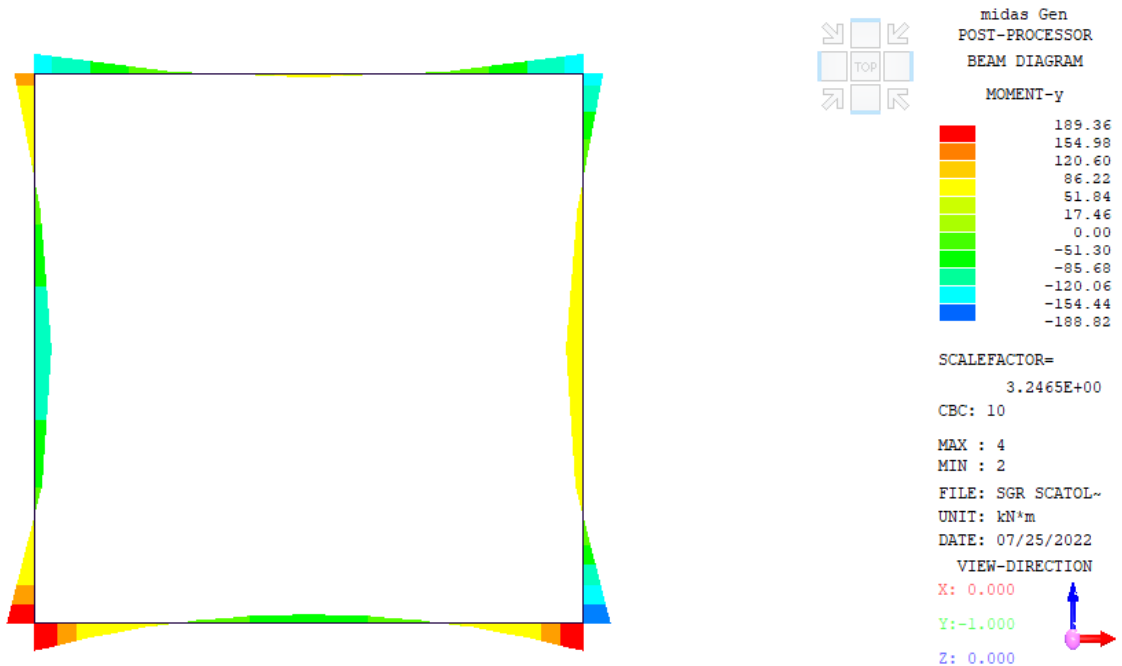


Figura 12-24 –Momento flettente My

- SLE – Quasi Permanente

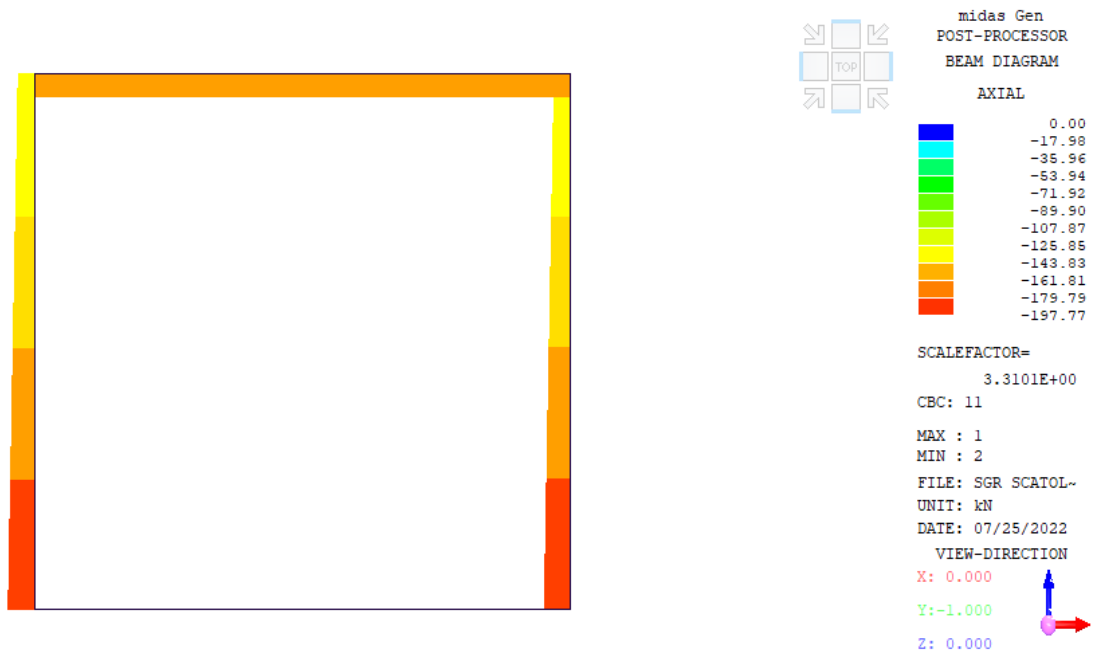


Figura 12-25 – Sforzo normale Fx

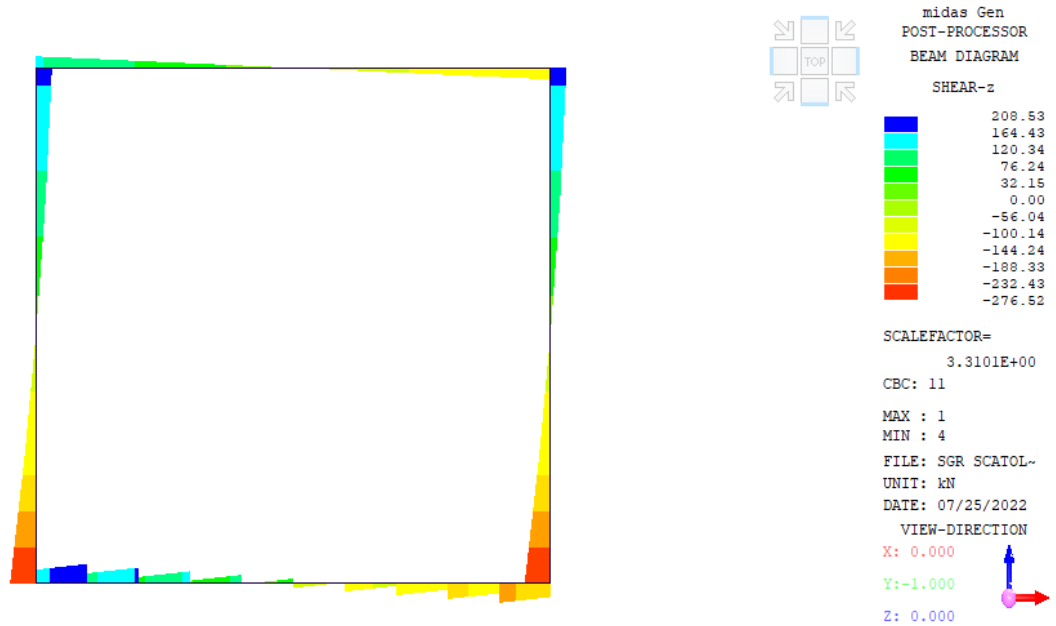


Figura 12-26 – Taglio Fz

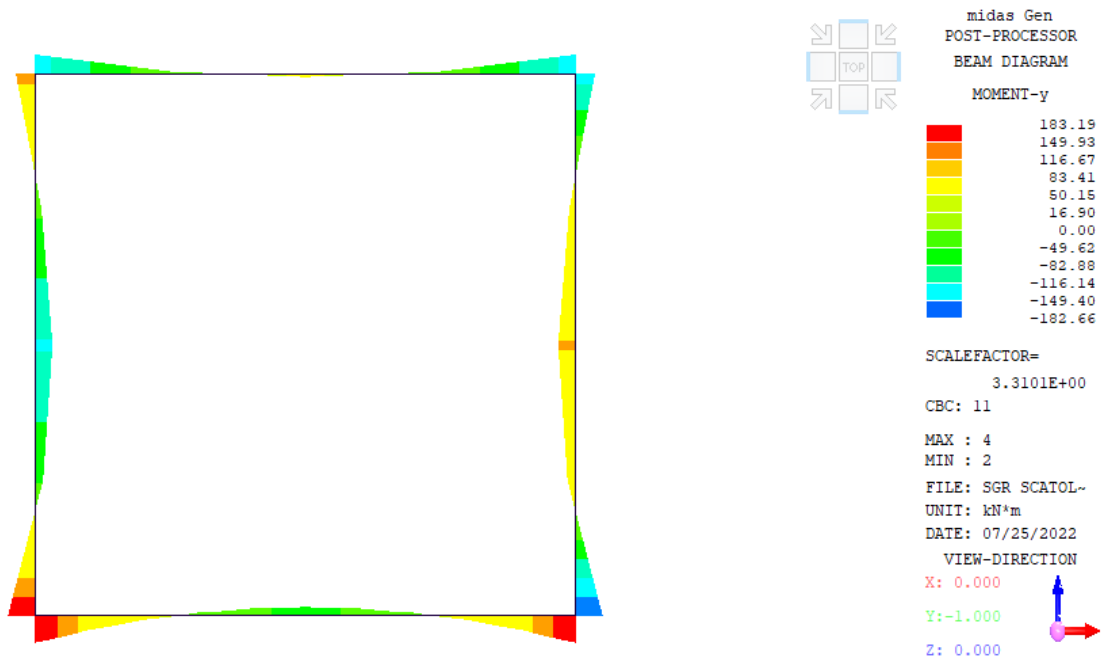


Figura 12-27 – Momento flettente My

12.7.2 Deformate

Di seguito vengono riportate le deformate per la combinazione allo SLE Rara.

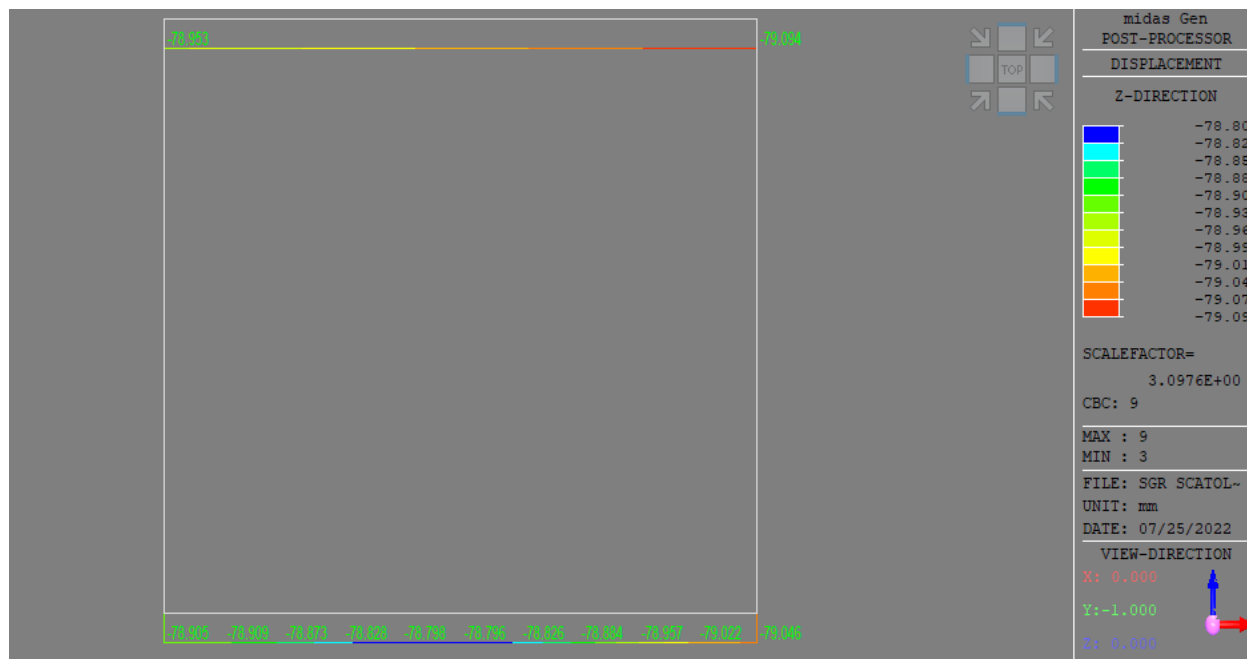


Figura 12-28 – Deformata SLE CMB9 [mm]

12.8 Verifiche

Si riportano di seguito le verifiche effettuate.

Le membrature risultano armate, in ciascuna direzione, con:

Platea	$\phi 20/10$ al lembo superiore e $\phi 20/10$ al lembo inferiore
Setti	$\phi 20/10$ al lembo esterno e $\phi 20/10$ al lembo interno
Copertuta	$\phi 20/10$ al lembo superiore e $\phi 20/10$ al lembo inferiore

Nei confronti delle azioni di taglio si dispongono:

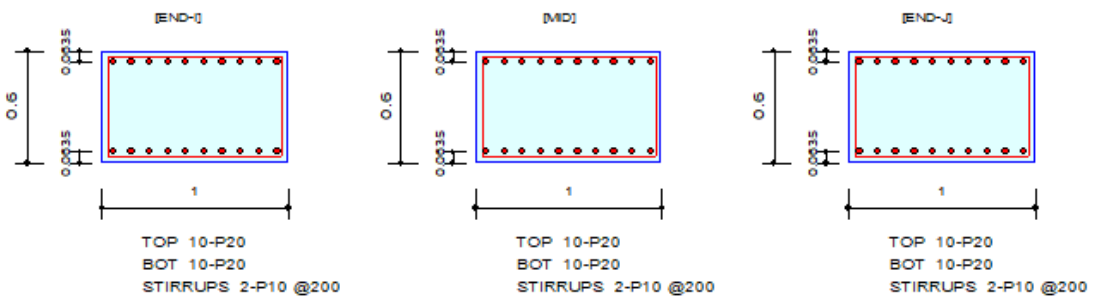
Platea	$\phi 10$, 13.17 cm ² al m ²
Setti	$\phi 10$, alle estremità del setto 39.5 cm ² al m ² , al centro 13.17 cm ² al m ²
Copertuta	$\phi 10$, 13.17 cm ² al m ²

12.8.1 Verifiche SLU elementi in c.a.

Verifica SLU – Platea

1. Design Information

Member Number	1		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	sezione (No : 1)	Beam Span	4.9m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	8	6	6
Moment (M _{Ed})	175.13	180.52	175.53
Factored Strength (M _{Rd})	620.42	620.42	620.42
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2823	0.2910	0.2829
Neutral Axis (x/d)	0.1235	0.1235	0.1235
(+) Load Combination No.	5	5	7
Moment (M _{Ed})	390.74	177.95	390.21
Factored Strength (M _{Rd})	620.42	620.42	620.42
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.6298	0.2868	0.6290
Neutral Axis (x/d)	0.1235	0.1235	0.1235
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0031	0.0031	0.0031
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0031	0.0031	0.0031

3. Shear Capacity

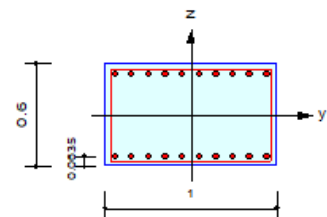
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	5	1
Factored Shear Force (V_Ed)	234.98	192.34	235.00
V_Rdc	275.36	275.36	275.36
V_Rds	149.26	149.26	149.26
V_Rdmax	2575.20	2575.20	2575.20
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V_Ed / V_Rdc	0.8534	0.6985	0.8534
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	1.5743	1.2886	1.5744
Check Ratio	0.8534	0.6985	0.8534

Verifica SLU – Pareti

Si riporta la verifica dell'elemento con coefficiente di sicurezza più vicino all'unità.

1. Design Condition

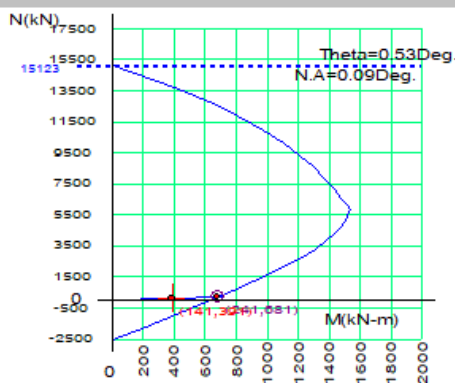
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 4
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 4.9 m
 Section Property : sezione (No : 1)
 Rebar Pattern : 20 - 2 - P20 Ast = 0.00628 m² (RhoSt = 0.010)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 5 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 15123.4 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 141.262 / 241.074 = 0.586 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 390.757 / 680.804 = 0.574 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 390.742 / 680.775 = 0.574 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 3.46092 / 6.29011 = 0.550 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
15123.42	0.00
12777.34	627.57
10994.38	975.86
9338.72	1214.95
7846.07	1375.14
6603.40	1479.99
5876.74	1533.65
5471.83	1520.98
4739.22	1476.53
3790.52	1381.58
2667.08	1214.58
651.27	778.19
-2457.39	0.00

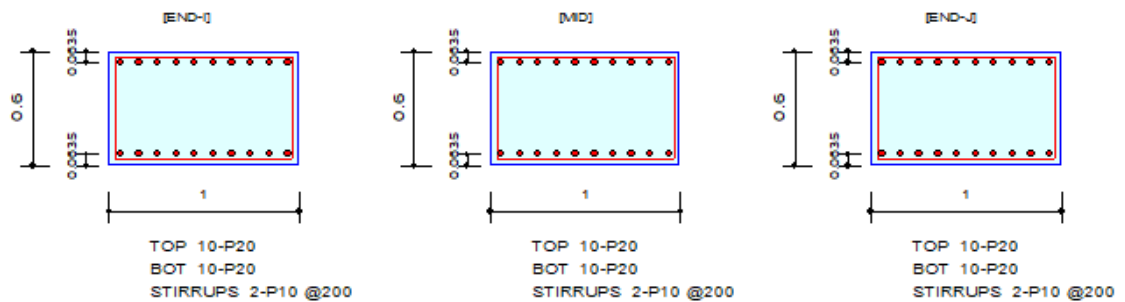
3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 8, POS : J)	z (LCB : 5, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	440.150 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 293.498 = 0.000	440.150 / 294.305 = 1.496
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 521.101 = 0.000	440.150 / 447.791 = 0.983
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2697.12 = 0.000	440.150 / 2575.20 = 0.171
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.983 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00237 m ² /m, 3-P10 @100
[MIDDLE]	y (LCB : 8, POS : 1/2)	z (LCB : 5, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	233.661 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 288.336 = 0.000	233.661 / 289.376 = 0.807
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 260.551 = 0.000	233.661 / 149.264 = 1.565
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2697.12 = 0.000	233.661 / 2575.20 = 0.091
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.807 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200

Verifica SLU – Copertura

1. Design Information

Member Number	3		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	sezione (No : 1)	Beam Span	4.9m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	5	5	7
Moment (M _{Ed})	285.37	102.09	285.10
Factored Strength (M _{Rd})	620.42	620.42	620.42
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4600	0.1646	0.4595
Neutral Axis (x/d)	0.1235	0.1235	0.1235
(+) Load Combination No.	8	3	6
Moment (M _{Ed})	77.71	115.02	77.84
Factored Strength (M _{Rd})	620.42	620.42	620.42
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1253	0.1854	0.1255
Neutral Axis (x/d)	0.1235	0.1235	0.1235
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0031	0.0031	0.0031
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0031	0.0031	0.0031

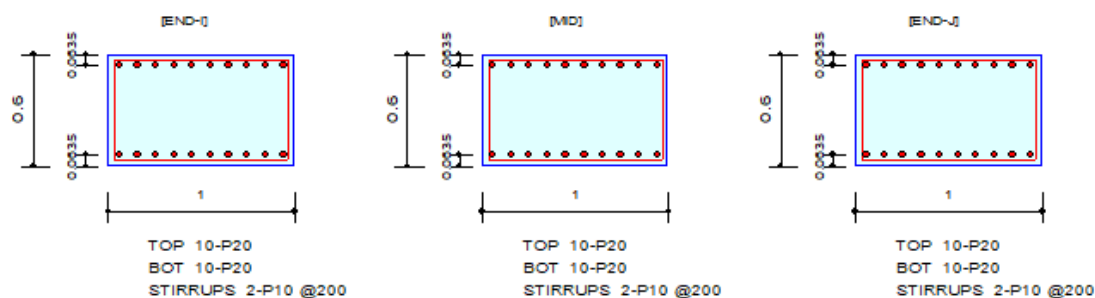
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	6	3
Factored Shear Force (V _{Ed})	215.94	118.56	215.80
V _{Rdc}	275.36	275.36	275.36
V _{Rds}	149.26	149.26	149.26
V _{Rdmax}	2575.20	2575.20	2575.20
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.7842	0.4306	0.7837
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	1.4467	0.7943	1.4458
Check Ratio	0.7842	0.4306	0.7837

12.8.2 Verifiche SLE elementi in c.a.
Verifica SLE – Platea

1. Design Information

Member Number	1		
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	sezione (No : 1)	Beam Span	4.9m


2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)	9(C)
Stress(s)	23.30	220.37	1089.39	10301.82	28.88	273.11
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0012	0.0006	0.0567	0.0286	0.0015	0.0008
(+) Load Combination No.	9(C)	9(C)	11(Q)	11(Q)	9(C)	9(C)
Stress(s)	2809.95	26572.17	106.33	1005.54	2802.66	26503.24
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1464	0.0738	0.0055	0.0028	0.1460	0.0736

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Stress(s)	0.00	810.57	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	14400.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0563	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Stress(s)	2513.77	106.33	2506.48
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1746	0.0074	0.1741
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0000	0.0396	0.0000
(+) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1227	0.0052	0.1223

5. Deflection Control

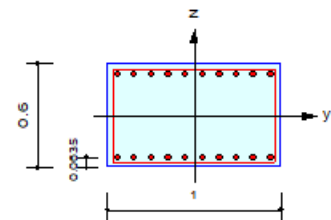
L/250 = 0.019600 > 0.0002 (LCB:9, POS: 2.5m from END-I)..... O.K

Verifica SLE - Pareti

Si riporta la verifica dell'elemento con coefficiente di sicurezza più vicino all'unità.

1. Design Condition

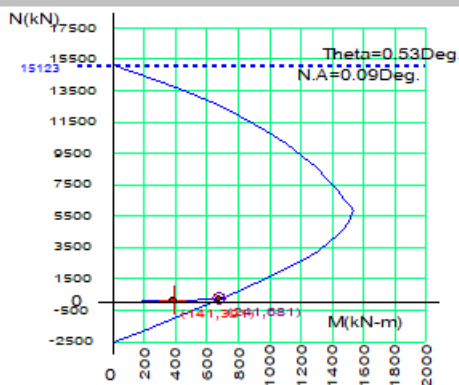
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 4
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 4.9 m
 Section Property : sezione (No : 1)
 Rebar Pattern : 20 - 2 - P20 Ast = 0.00628 m^2 (Rhost = 0.010)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 5 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 15123.4 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 141.262 / 241.074 = 0.586 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 390.757 / 680.804 = 0.574 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 390.742 / 680.775 = 0.574 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 3.46092 / 6.29011 = 0.550 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
15123.42	0.00
12777.34	627.57
10994.38	975.86
9338.72	1214.95
7846.07	1375.14
6603.40	1479.99
5876.74	1533.65
5471.83	1520.98
4739.22	1476.53
3790.52	1381.58
2667.08	1214.58
651.27	778.19
-2457.39	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 8, POS : J)	z (LCB : 5, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	440.150 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 293.498 = 0.000	440.150 / 294.305 = 1.496
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 521.101 = 0.000	440.150 / 447.791 = 0.983
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2697.12 = 0.000	440.150 / 2575.20 = 0.171
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.983 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00237 m ² /m, 3-P10 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 8, POS : 1/2)	z (LCB : 5, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	233.661 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 288.336 = 0.000	233.661 / 289.376 = 0.807
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 260.551 = 0.000	233.661 / 149.264 = 1.565
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2697.12 = 0.000	233.661 / 2575.20 = 0.091
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.807 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200

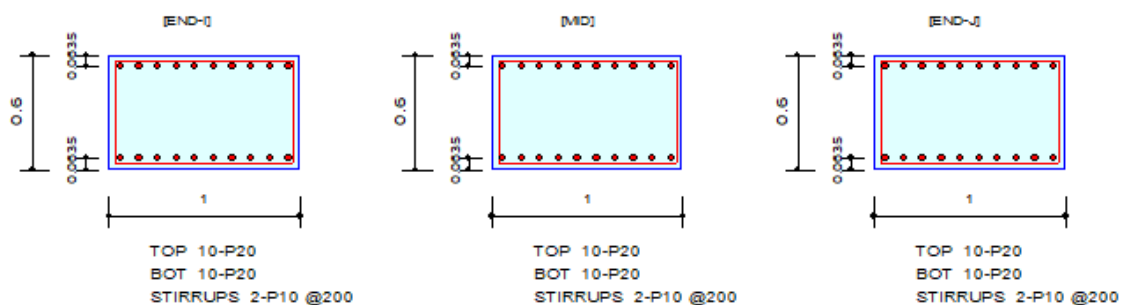
4. Serviceability : Stress Limit Check

	Conc.(Tens.)	Conc.(Comp.)	Conc.(Comp.)(QP)	Rebar
Load Combination	9(C)	9(C)	11(Q)	9(C)
Stress(s)	-2463.25	3156.65	2809.21	22413.33
Allowable Stress(sa)	3023.81	19200.00	14400.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8146	0.1644	0.1951	0.0623
Check Linear Creep			Linear Creep	

Verifica SLE – Copertura

1. Design Information

Member Number	3	Unit System	kN, m
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018		
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	sezione (No : 1)	Beam Span	4.9m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	9(C)	9(C)	11(Q)	11(Q)	9(C)	9(C)
Stress(s)	2084.40	19711.05	220.16	2081.98	2080.70	19676.13
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1086	0.0548	0.0115	0.0058	0.1084	0.0547
(+) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	9(C)	9(C)	11(Q)	11(Q)
Stress(s)	0.00	0.00	582.06	5504.20	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	19200.00	360000.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0303	0.0153	0.0000	0.0000

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Stress(s)	1787.11	220.16	1783.42
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.1241	0.0153	0.1238
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Stress(s)	0.00	302.77	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	14400.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0210	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0872	0.0107	0.0870
(+) Load Combination No.	11(Q)	11(Q)	11(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0000	0.0148	0.0000

5. Deflection Control

L/250 = 0.019600 > 0.0001 (LCB:9, POS: 2.5m from END-I)..... O.K

12.9 Riepilogo incidenze

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO SCATOLARE DI ATTACCO DEL 4000		
ELEMENTO	spessore (m)	incidenza (kg/m³)
PLATEA	0.6	110
PARETI	0.6	120
COPERTURA	0.5	110

13 SCATOLARE ATTACCO 8000 PRESSO SAN GIOVANNI REATINO

Il presente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto scatolare di attacco dell'8000. L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di San Giovanni Reatino.

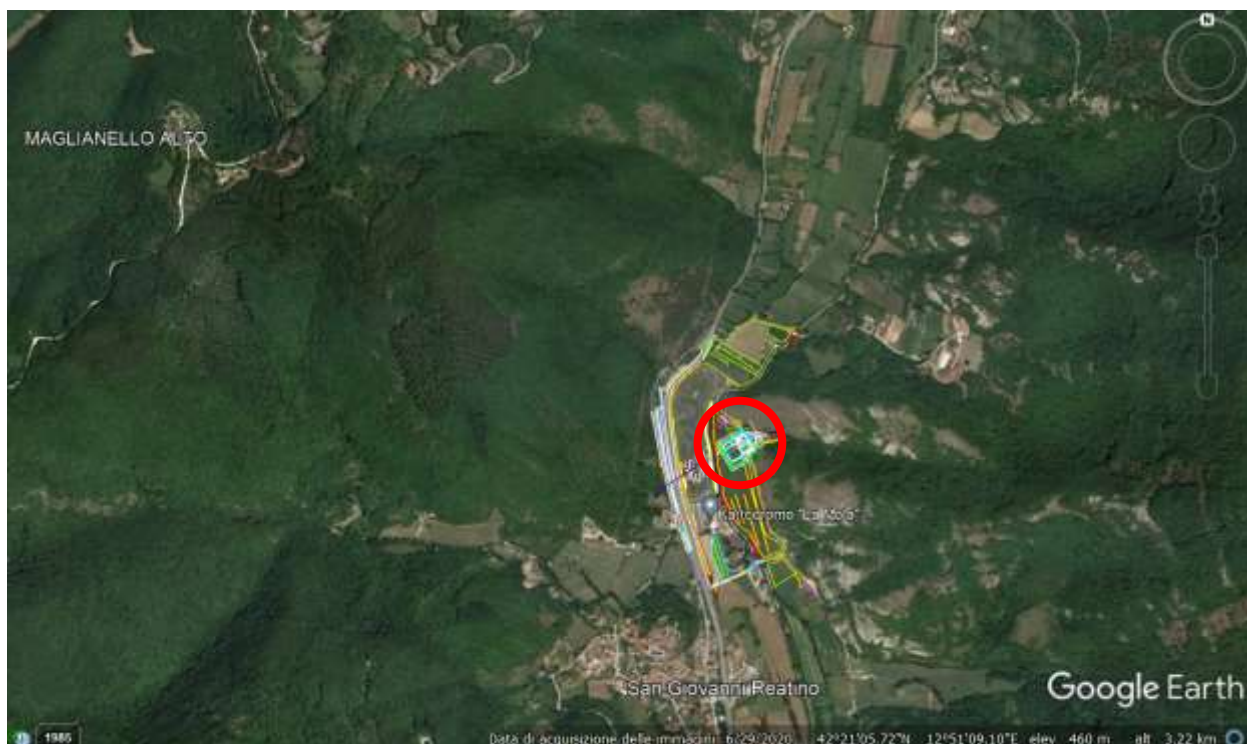


Figura 1-1 – Ubicazione del manufatto scatolare

13.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, i seguenti software di calcolo:

- 2- Midas Gen 2021 versione 3.1 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 13-2 – Licenza Midas Gen 2021

13.2 Inquadramento geotecnico

Viene di seguito proposta, la caratterizzazione geologico – tecnica e sismica dei suoli di fondazione di riferimento per le verifiche progettuali. Per maggiori informazioni sui materiali di fondazione e a contatto con i manufatti, si rimanda alla relazione geologica.

Da 0,0 a circa -25 m dal p.c.- Alluvioni del Fosso Ariana:

- peso dell'unità di volume (γ) = 18 kN/m³;
- coesione (c') = 28.5 kPa;
- angolo di resistenza al taglio (φ') = 27°;
- modulo edometrico (E_d) = 10 MPa a pressione di riferimento 196kPa (derivante da prova edometrica di laboratorio).

Da -25 m dal p.c.- Calcari e calcari marnosi di colore bianco:

- peso dell'unità di volume (γ) = 25.8 kN/m³;
- coesione (c') = 283 kPa (derivante da caratterizzazione dell'ammasso roccioso);
- angolo di resistenza al taglio (φ') = 43° (derivante da caratterizzazione dell'ammasso roccioso);

- modulo di Young (E_y) = 1.203 GPa (derivante da caratterizzazione dell'ammasso roccioso);

Quota superficie di falda: piano campagna




Caratterizzazione sismica

- Categoria del suolo: C

- Categoria topografica: T1

13.2.1 Alluvioni del Fosso Ariana

Per descrivere in maniera appropriata il comportamento fortemente non lineare di questo litotipo si è utilizzato un legame costitutivo di tipo Isotropic Modified Mohr-Coulomb di cui si riportano le caratteristiche:

ID	4	Name	Alluvioni	Color	
Model Type	Modified Mohr-Coulomb			<input type="checkbox"/>	Structure
General Porous Non-Linear Thermal					
Elastic Modulus(E)	50000	kN/m ²			
Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m ³			
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m			
Poisson's Ratio(ν)	0.3				
Unit Weight(γ)	18	kN/m ³			
Initial Stress Parameters					
Ko Determination	0.5460095				
<input checked="" type="radio"/>	Automatic				
<input type="radio"/>	Manual	<input type="checkbox"/>	Anisotropy		

ID Name Color

Model Type Structure

General Porous Non-Linear Thermal

Secant Elastic modulus in Shear Hardening($E_{g,p}$)	<input type="text" value="10000"/>	kN/m ²
Tangential Stiffness Primary Oedometer Test Loading(E_{oedref})	<input type="text" value="10000"/>	kN/m ²
Elastic Modulus at Unloading(E_{ur})	<input type="text" value="30000"/>	kN/m ²
Failure Ratio(R_f)	<input type="text" value="0.9"/>	
Reference Pressure(P_{ref})	<input type="text" value="196"/>	kN/m ²
Power of Stress Level Dependency	<input type="text" value="0.5"/>	
Porosity(n)	<input type="text" value="0.6"/>	
Friction Angle at shear(Φ)	<input type="text" value="27"/>	[deg] ...
$K0_{nc}$	<input type="text" value="0.5460095"/>	
Ultimate Dilatancy Angle(ψ)	<input type="text" value="5"/>	[deg]
Cohesion(C)	<input type="text" value="28.5"/>	kN/m ² ...

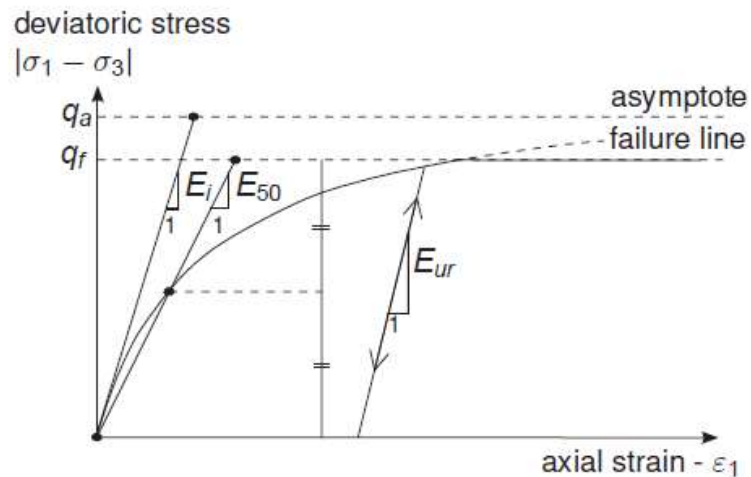


Figure 6.1 Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test

13.2.2 Calcari e calcari marnosi di colore bianco

Per descrivere in maniera appropriata il comportamento di questo litotipo si è utilizzato un legame costitutivo di tipo Isotropic Mohr-Coulomb le cui caratteristiche sono state ricavate da una caratterizzazione dell'ammasso roccioso:

Dati di input

Caratteristiche fisiche Unità Geologico-Tecniche

 $\gamma = 25.8 \frac{kN}{m^3}$ Peso dell'unità di volume ammasso

 $\sigma_c = 85.10 \text{ MPa}$ Resistenza a compressione monoassiale
 $m_i = 7$ Costante fisica adimensionale

 $GSI = 51$ Geological Strength Index

 $D = 1$ Fattore di disturbo (Versanti, Taglio di scarpate per opere di ingegneria civile con usi di esplosivo con cariche non controllate o con uso di scavo meccanizzato)

 $H = 20 \text{ m}$ Copertura

Applicazione = "Versanti" Gallerie o Versanti

Determinazione dei parametri di resistenza di ammasso

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}} = 0.211$$

$$s_b = e^{\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}} = 2.84 \cdot 10^{-4}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) = 0.505$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s_b - a \cdot (m_b - 8 \cdot s_b)) \cdot \left(\frac{m_b}{4} + s_b \right)^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a)} = 5.148 \text{ MPa} \quad \text{resistenza globale dell'ammasso}$$

$$p_1 = \text{if}(\text{Applicazione} = \text{"Gallerie"}, 0.47, 0.72) = 0.72$$

$$p_2 = \text{if}(\text{Applicazione} = \text{"Gallerie"}, 0.94, 0.91) = 0.91$$

$$\sigma_{3,gal} = p_1 \cdot \sigma_{cm} \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-p_2} = 0.457 \text{ MPa} \quad \text{massimo valore della tensione normale minima per gallerie}$$

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{1,star}}{\sigma_c} = 0.005$$

rapporto di tensioni

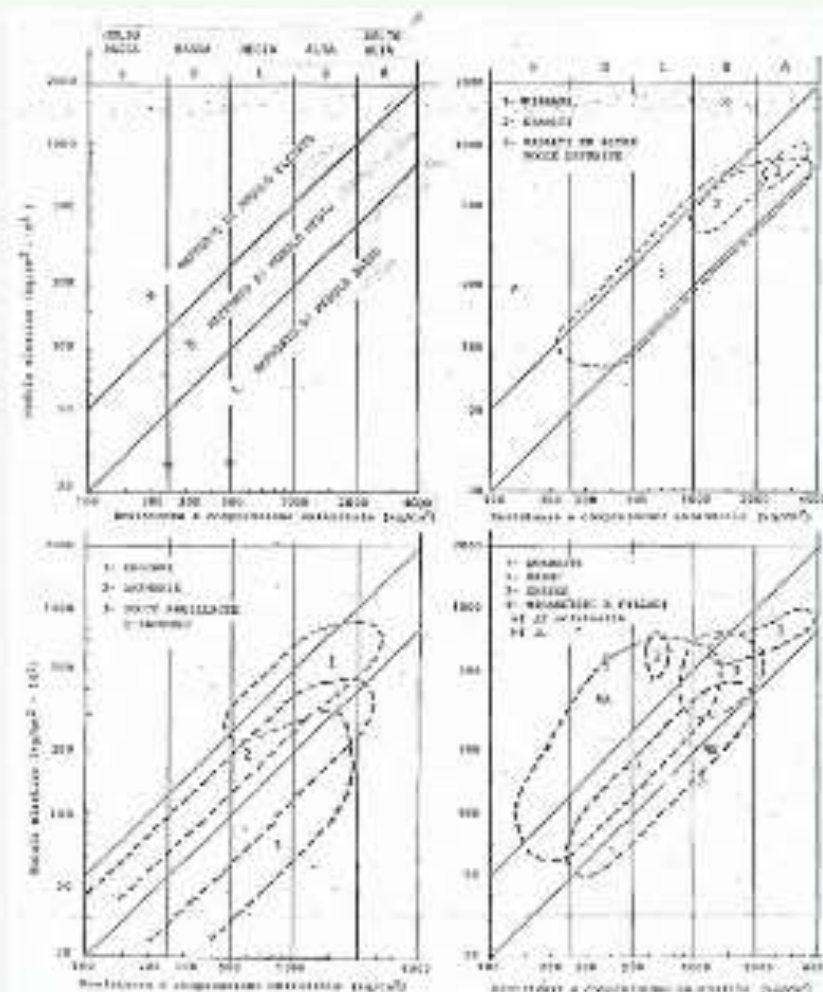
$$\phi = \arcsin \left(\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}} \right) = 43.261^\circ$$

angolo di resistenza al taglio equivalente

$$c = \frac{\sigma_c \cdot \left((1+2 \cdot a) \cdot s_b + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma_{3n} \right) \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s_b + m_b \cdot \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a)}}} = 0.283 \text{ MPa}$$

coesione equivalente

Determinazione dei parametri di deformabilità di ammasso



MR=200

Rapporto di modulo per calcoli

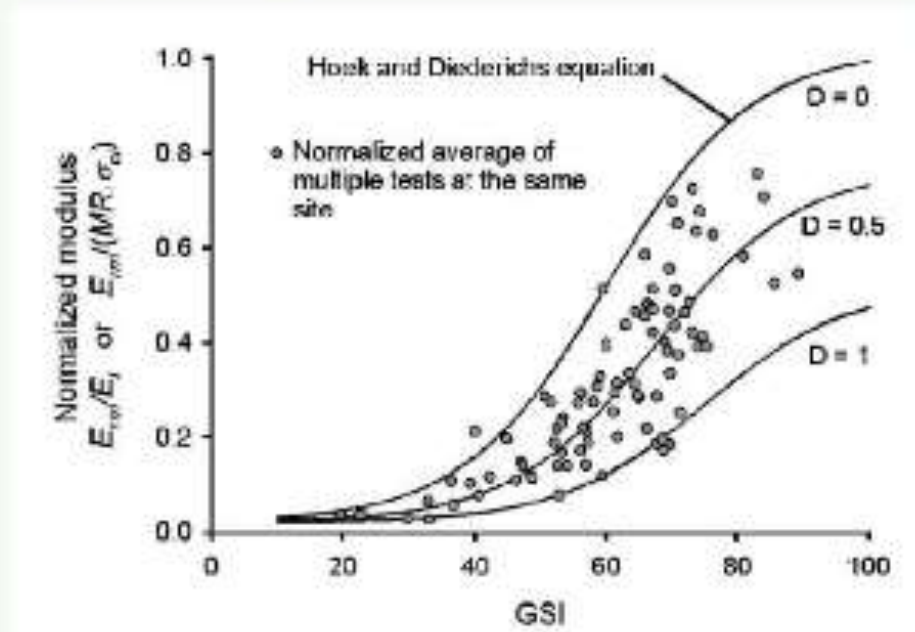
$$E_i = MR \cdot \sigma_c = 17.02 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young tangente Es}$$

$$E_1 = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{60 + 15 \cdot D - GSI} \right) = 1.203 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso}$$

In alternativa:

$$E_2 = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100} \cdot 10^{\frac{GSI - 10}{40}}} = 4.886$$

$$E_2 = E_2 \cdot \text{GPa} = 4.886 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso (valida per } \sigma_c < 100 \text{ MPa)}$$



$$E_3 = 0.07 \cdot E_i = 1.191 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso}$$

$$E_{\text{amm}} = \frac{E_1 + E_2 + E_3}{3} = 2.427 \text{ GPa} \quad \text{Modulo di Young ammasso roccioso medio}$$

Model Type Mohr-Coulomb Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus kN/m³


Inc. of Elastic Modulus Ref. Height m

Poisson's Ratio(ν)

Unit Weight(γ) kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination

Automatic Manual Anisotropy 

Model Type Mohr-Coulomb Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) kN/m²

Inc. of Cohesion kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height m

Frictional Angle(ϕ) [deg]

Dilatancy Angle [deg]

Tension Cut-off

Tensile Strength kN/m²

Cut-off Yield Surface

Pressure Rankine

13.2.3 Interfaccia

Il comportamento dell'interfaccia tra terreno e struttura si basa sulla legge di attrito di Coulomb (1785) e segue l'ipotesi che la forza di attrito di un'interfaccia sia proporzionale al coefficiente di attrito e alle forze confinanti perpendicolari alla direzione normale che agisce sull'interfaccia (ϕ_{int} , C_{int}). Inoltre tale interfaccia è

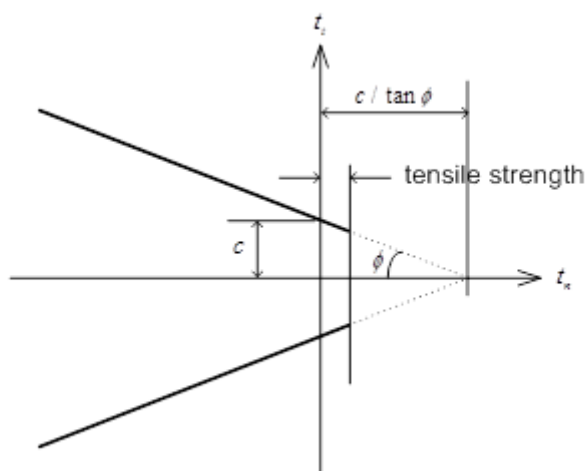
collegata alla mesh del terreno attraverso molle (perpendicolari e trasversali alla faccia dell'elemento strutturale) si rigidezza K_n e K_t . I valori di ϕ_{int} , C_{int} , K_n , K_t sono ricavati in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno adiacente l'elemento strutturale attraverso i coefficienti R e t_v posti rispettivamente pari a 0.65 e 0.01 così come suggerito per un contatto tra acciaio e sabbia.

$$K_n = E_{oed,i} / t_v$$

$$K_t = G_i / t_v$$

$$C_i = R \times C_{soil}$$

$$\phi_i = \tan^{-1} (R \times \tan(\phi_{soil}))$$



13.3 Schema di calcolo

La platea, le pareti e la soletta di copertura in calcestruzzo sono state modellate mediante elementi shell a 4 nodi. I pilastri sono stati modellati come elementi beam. La fondazione poggia su un letto di molle alla Winkler avente rigidezza compatibile con la stratigrafia di terreno presente. Il modello tridimensionale del manufatto è riportato nelle figure seguenti.

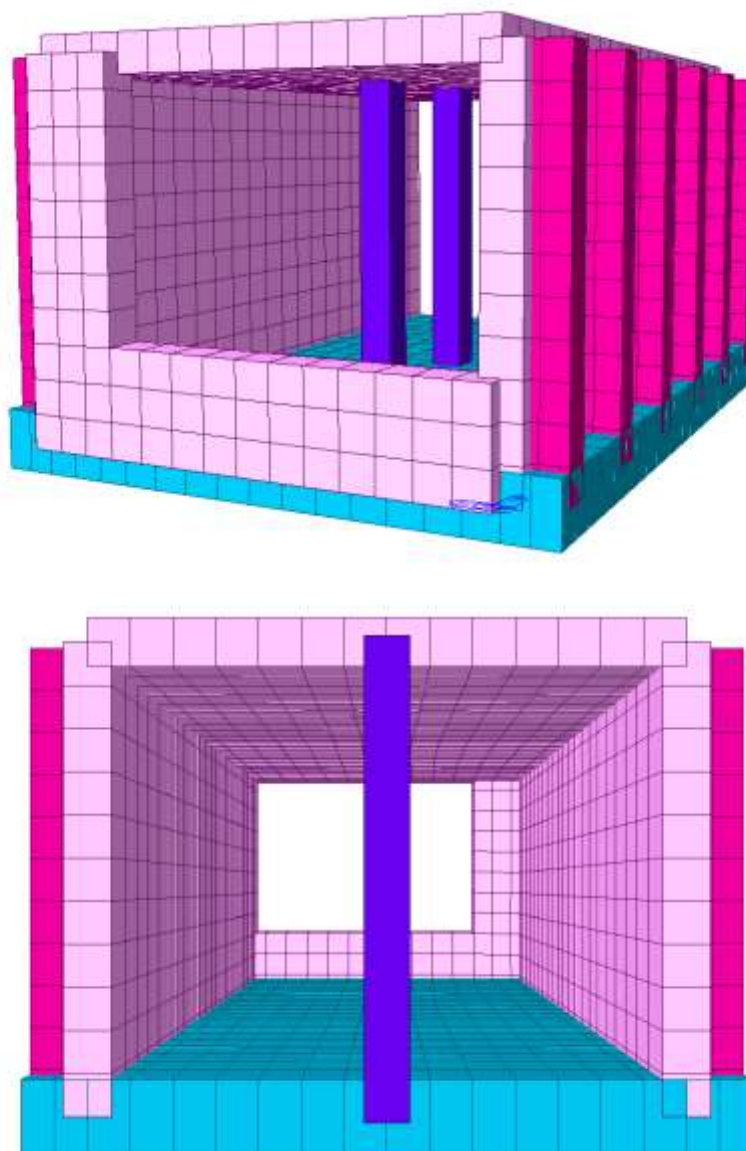


Figura 13-3 – Modello FEM tridimensionale

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale; per gli spessori degli elementi sono stati scelti cautelativamente i valori minimi:

- lunghezza del manufatto: 23.00m;
- spessore della platea: 1.70m;
- spessore dei piedritti: 1.10m;

- spessore delle nervature: 1.00m;
- spessore della soletta di copertura: 1.10m;
- sezione dei pilastri: 1.00m x 1.00m.

13.4 Determinazione della costante di sottofondo

Per tenere in conto dell'interazione struttura-terreno nel modello di calcolo si introduce una schematizzazione del terreno "alla Winkler". Il modello di terreno alla Winkler prevede un solo parametro, il modulo di reazione del terreno k , assunto pari alla rigidezza di molle elastiche indipendenti al di sotto degli elementi strutturali, e definito come quel legame che vi è tra la pressione esercitata su un terreno (Δq) ed il suo cedimento (ΔH). La costante di Winkler è stata stimata sulla base di prove di carico su piastre di forma e dimensioni prestabilite: in questo caso il valore, convenzionalmente indicato con k_1 , dipende solo dalle caratteristiche del terreno e quindi ha senso introdurre valori tipici di k_1 per tipo di terreno. Da questi valori k_1 si può passare al valore di k specifico per la fondazione attraverso le seguenti relazioni:

- per terreni coesivi $k = k_1 (b/1,5B)$
- per terreni incoerenti $k = k_1 [(B+b)/2B]^2$

dove $b = 30$ cm (lato della piastra), $B =$ larghezza trave di fondazione

Valori tipici di k_1 [N/cm^3] per terreni incoerenti (da C. Viggiani, Fondazioni)

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7 ÷ 20	20 ÷ 100	100 ÷ 350
Valore consigliato	Non satura	15	50	175
	Satura	10	30	110

terreni incoerenti (formula Terzaghi & Peck)

$$\begin{aligned}
 k_1 &= 300 \quad [N/cm^3] \\
 b &= 0.3 \quad [m] \\
 B &= 14.60 \quad [m] \\
 k &= k_1 * ((B+b)/2B)^2 = 78.114 \quad [N/cm^3] \\
 &= 7.811 \quad [kg/cm^3]
 \end{aligned}$$

Figura 13-3 – calcolo della costante di sottofondo

13.5 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per la struttura.

13.5.1 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi principali della struttura, viene calcolato in automatico dal programma, una volta assegnata la geometria dei vari elementi strutturali con i relativi materiali costituenti ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del c.a.).

13.5.2 Azioni del terreno di copertura

La spinta statica del terreno sulle pareti al di sotto del piano campagna è stata valutata in condizioni di spinta a riposo. La spinta del terreno è definita dall'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete, in assenza di falda:

$$\sigma'_h(z) = K_0 \cdot \gamma' \cdot z$$

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ' , peso dell'unità di volume del terreno;
- k_0 , coeff. di spinta a riposo = $1 - \sin\phi$.

Si ottiene:

- $\phi = 27^\circ \rightarrow k_0 = 0.55$
- $\gamma' = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma'_h(9.5\text{m}) \approx 41.8 \text{ kPa}$
- $\sigma'_h(20.75\text{m}) \approx 91.3 \text{ kPa}$

Per quanto riguarda i carichi verticali sulla copertura è stato considerato:

- $8 \text{ kN/m}^3 \cdot 9.5\text{m} \approx 76 \text{ kPa}$

Invece sulle porzioni di platea esterne al manufatto si ha:

- $8 \text{ kN/m}^3 \cdot (9.5 + 10.75)\text{m} \approx 162 \text{ kPa}$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.

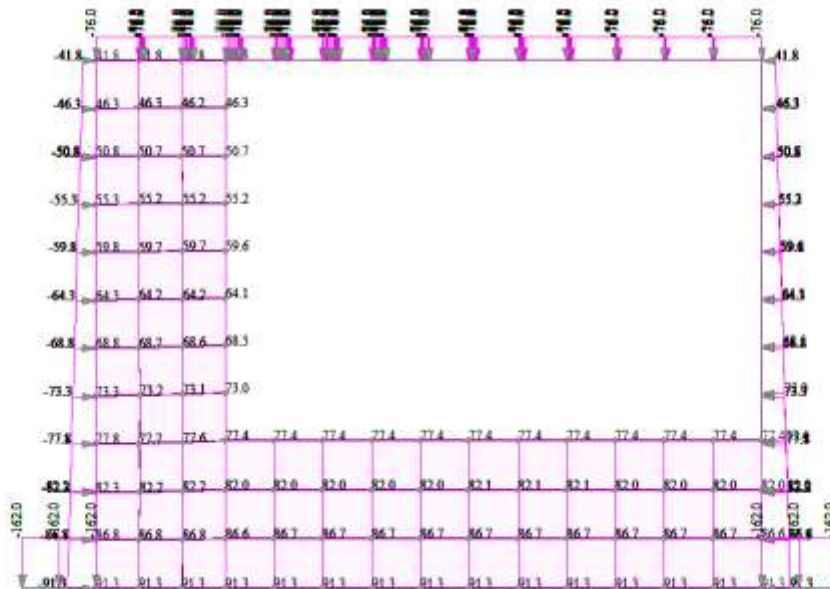


Figura 13-5 – Azioni del terreno: tensioni orizzontali e verticali [kPa]

13.5.3 Spinta statica dell'acqua di falda

La falda risulta presente a piano campagna. Di conseguenza la spinta statica dell'acqua di falda sulle pareti del manufatto è espressa con l'integrale della seguente distribuzione di pressione sulla parete:

$$p_w(z') = \gamma_w \cdot z'$$

dove:

- γ_w , peso specifico dell'acqua;
- z' , profondità dal piano campagna.

Si riporta di seguito l'applicazione delle pressioni al modello, con l'applicazione di una pressione lineare con valore alla base pari a $\gamma_w \times z = 10 \times (20.75) = 207.5 \text{ kN/m}$, e con valore in sommità pari a $\gamma_w \times z = 10 \times (9.5) = 95 \text{ kN/m}$.

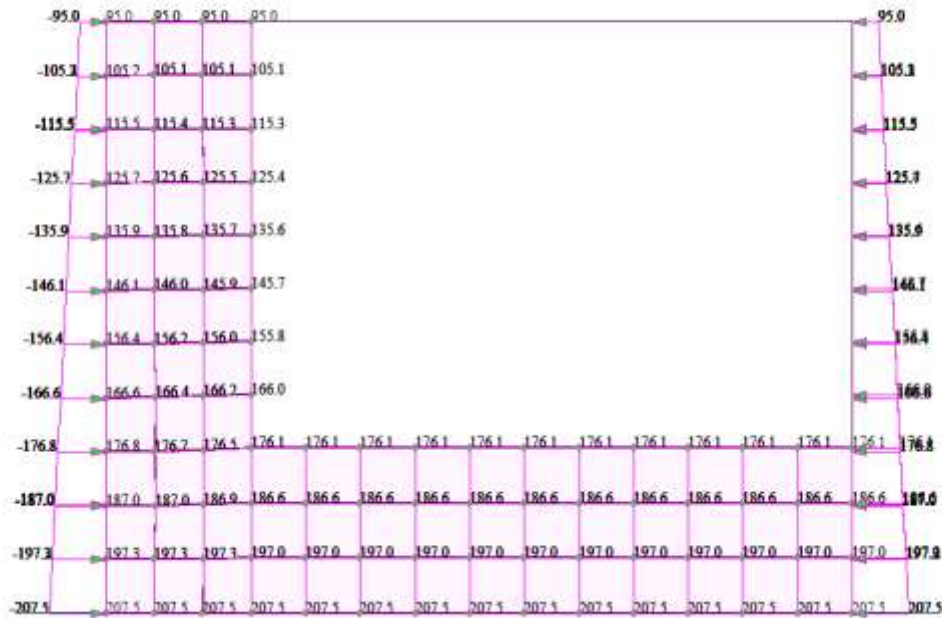


Figura 13-6 – Spinta statica della falda: tensioni orizzontali [kPa]

13.5.4 Azione di un carico accidentale al piano campagna

Sul piano campagna in corrispondenza del manufatto, a vantaggio di sicurezza, viene considerata l'eventuale presenza di un sovraccarico accidentale, infinitamente esteso, pari a a 20kPa. Esso produce le seguenti azioni sul manufatto:

- Carico verticale sulla copertura: 20 kPa
- Carico orizzontale sui piedritti: $20\text{kPa} \cdot K_0 = 11\text{kPa}$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.

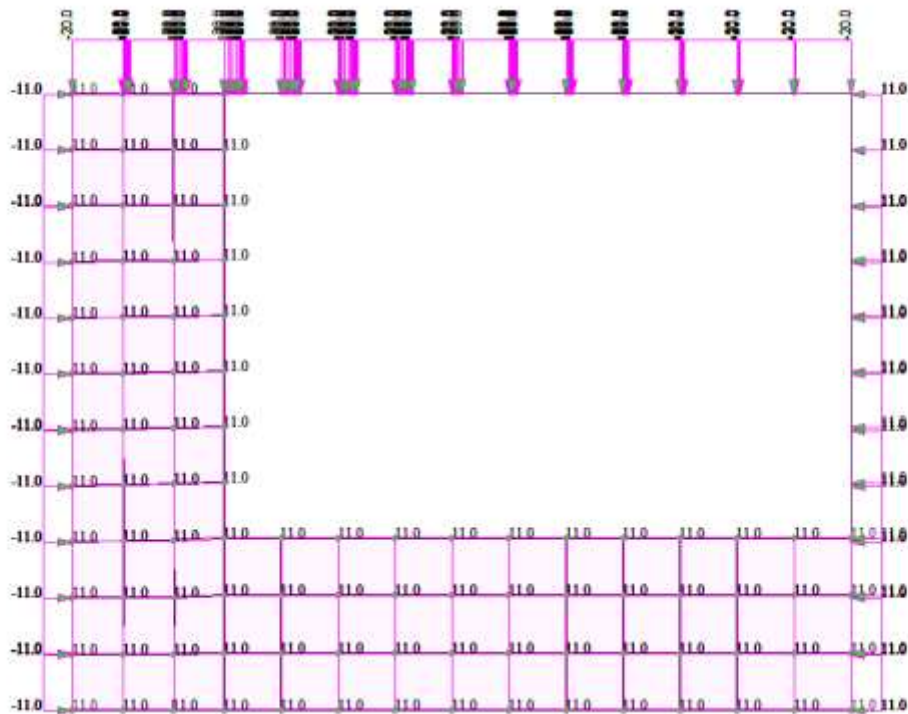


Figura 13-7 – Azioni da sovraccarico al p.c.: tensioni orizzontali e verticali [kPa]

13.5.5 Azioni permanenti sulla platea di fondazione

Sulla platea di fondazione è posizionato un carico permanente non strutturale dovuto al riempimento e alla pavimentazione. Tale strato presenta uno spessore medio di 3.6m:

- Peso verticale pavimentazione = $3.60\text{m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 86.4 \text{ kPa}$

Sulla platea di fondazione agisce anche il carico dovuto alla presenza del tubo pieno d'acqua. La condotta è realizzata in acciaio, con spessore 20 mm e diametro interno DN 3400. Considerando un peso specifico dell'acciaio pari a 78 kN/mc, si ha dunque:

- peso della condotta: $78 \cdot \left(\frac{3.4^2}{2} \cdot \pi - 3.38^2 \cdot \pi \right) \cdot 22 = 183 \text{ kN}$
- peso dell'acqua nella condotta: $10 \cdot \left(\frac{3.38^2}{2} \cdot \pi \right) \cdot 22 = 1974 \text{ kN}$
- peso complessivo: $183 + 1974 = 2157 \text{ kN}$

Considerando una diffusione del carico all'interno del calcestruzzo di riempimento con un angolo di 45° , essendo i punti di appoggio delle corniere distanti fra loro da asse ad asse 3.2m ed essendo lo spessore effettivo del riempimento sotto la condotta pari a 3.15m, si ha una distribuzione di questo carico su una superficie di larghezza pari a $2 \cdot (3.15 \cdot \cotg(45^\circ)) + 3.2 = 9.5m$. Poiché l'asse della condotta si trova a 3.75 m dalla parete del manufatto, questa larghezza si riduce a $9.5 - \left(\frac{9.5}{2} - 3.75\right) = 8.5m$. Il carico viene quindi considerato uniformemente distribuito su un'area pari a $8.5 \cdot 22 = 187m^2$.

Si ha dunque $\frac{2157}{187} = 11.5kN/m^2$.

Si riporta la distribuzione di pressione agente sulla platea di fondazione inserita nel modello di calcolo.

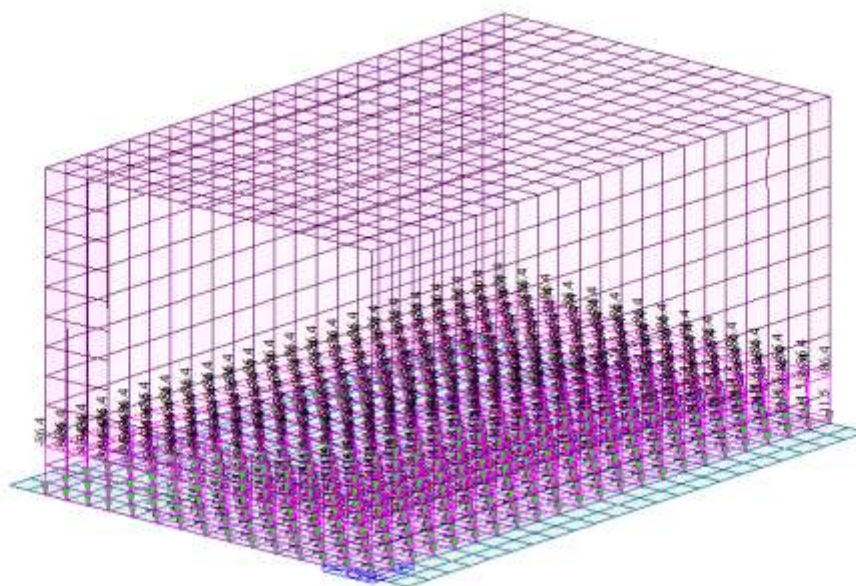


Figura 13-8 – Azioni permanenti non strutturali: tensioni verticali [kPa]

13.5.6 Azioni variabili sulla platea di fondazione

All'interno della galleria si considera a vantaggio di sicurezza un carico variabile di categoria G (come da tab. 3.1.II delle NTC2018) pari a 5,00 kN/mq.

Considerando una diffusione del carico all'interno del calcestruzzo di riempimento con un angolo di 45° ed essendo lo spessore effettivo del riempimento sotto la condotta pari a 4m, si ha una distribuzione di questo carico su una superficie di larghezza pari a $(4 \cdot \cotg(45^\circ)) + 6.8 = 10.8m$ a partire dalla parete del manufatto.

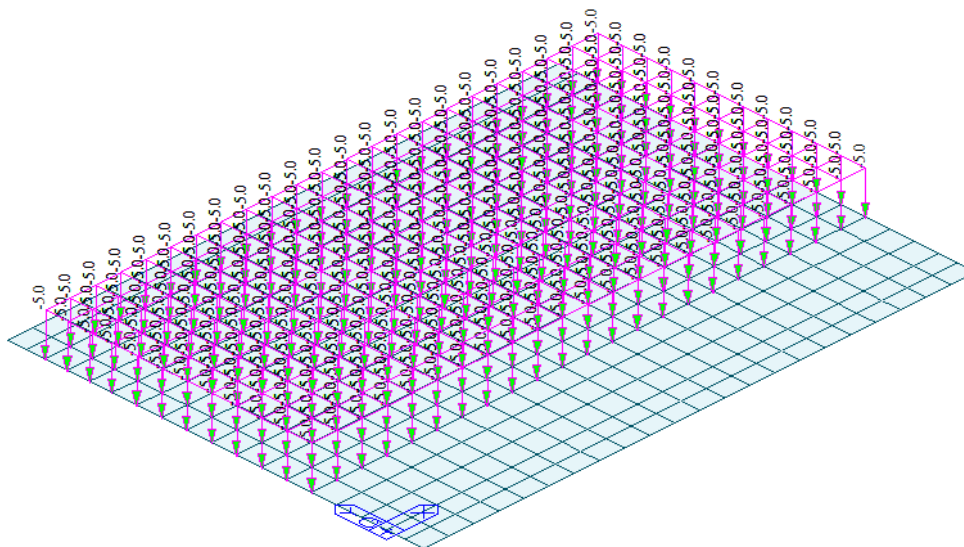


Figura 13-9 – Azioni variabili sulla platea: tensioni verticali [kPa]

13.5.7 Analisi strutturale sismica

I carichi sismici strutturali e non strutturali sono considerati in automatico dal software di calcolo una volta definite le geometrie dei vari elementi. Essendo il manufatto completamente interrato è stato ipotizzato un periodo di vibrare della struttura pari a 0 sec e quindi l'azione sismica è stata valutata come segue:

$$F_h = a_g \cdot S \cdot \frac{W}{g} = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \frac{W}{g} = 0.163g \cdot 1.46 \cdot 1.2 \cdot \frac{W}{g} \cong 0.29W$$

$$F_h = a_g \cdot S \cdot \frac{W}{g} = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \frac{W}{g} = 0.163g \cdot 1.46 \cdot 1.2 \cdot \frac{W}{g} \cong 0.29W$$

$$F_h = W \cdot (S_s \cdot S_T) \cdot a_g/g = 0.34g \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot W/g = 0.34 \cdot W$$

Operativamente nel programma di calcolo è stato introdotto un moltiplicatore del peso proprio nelle direzioni orizzontali X e Y all'interno dei casi di carico "Sisma X (massa strutturale)" e "Sisma Y (massa strutturale)", come illustrato nella figura seguente.

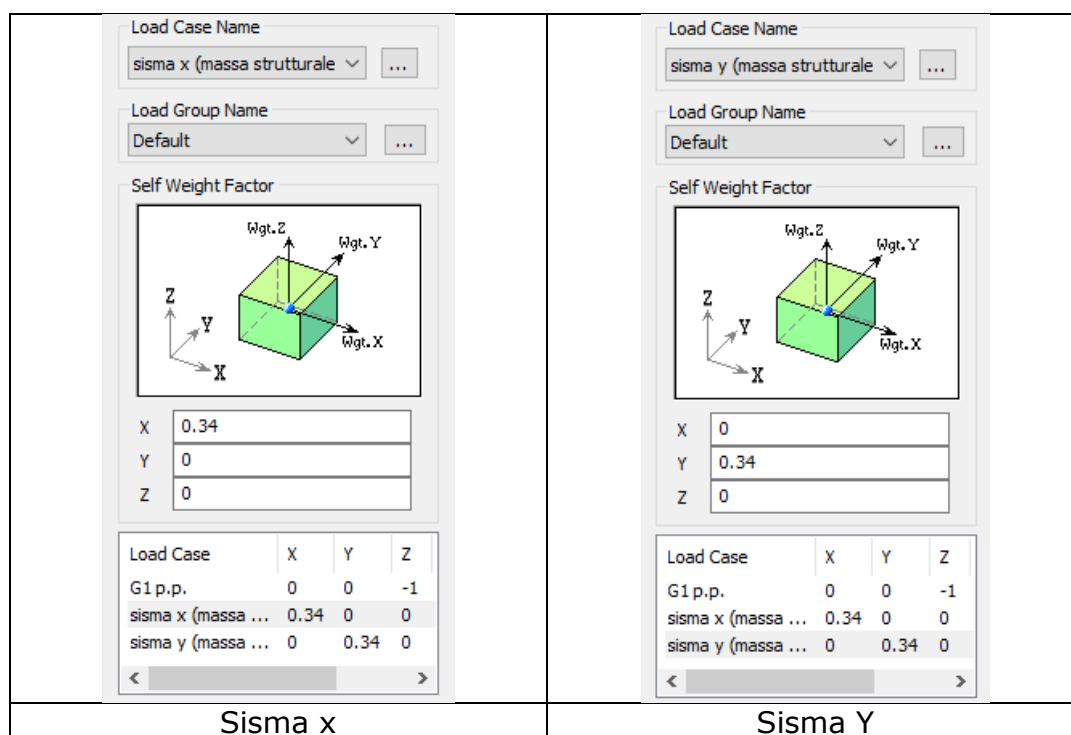


Figura 13-10 - Modello FEM: applicazione di un carico sismico costante sul manufatto

13.5.8 Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Dalle NTC2018 §7.11.6.2.1 si ha:

$$k_h = \beta_m \cdot (S_S \cdot S_T) \cdot a_g/g = 0.34$$

L'incremento di spinta dinamico sulla struttura è stato valutato facendo riferimento alla teoria di Wood, utilizzata per opere di sostegno che non possono subire spostamenti o rotazioni.

La distribuzione di pressioni risultanti ha andamento costante ed è correlata al peso dell'unità di volume del terreno potenzialmente mobilitato, al coefficiente k_h e all'altezza interrata del setto H:

$$\Delta p_d(z) = k_h \gamma H = 0.34 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 12\text{m} \approx 73.44\text{kPa}$$

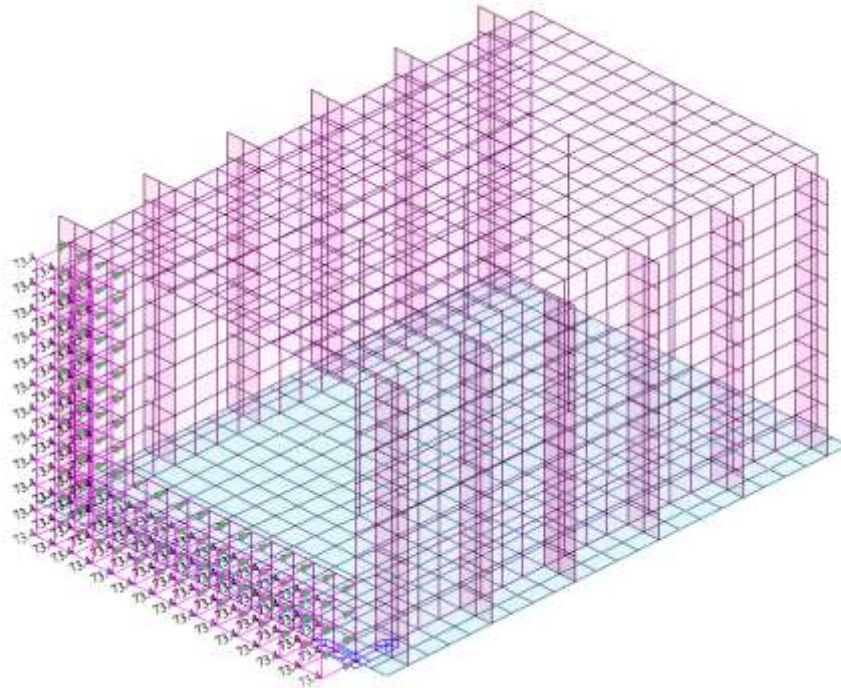


Figura 13-11 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. +X

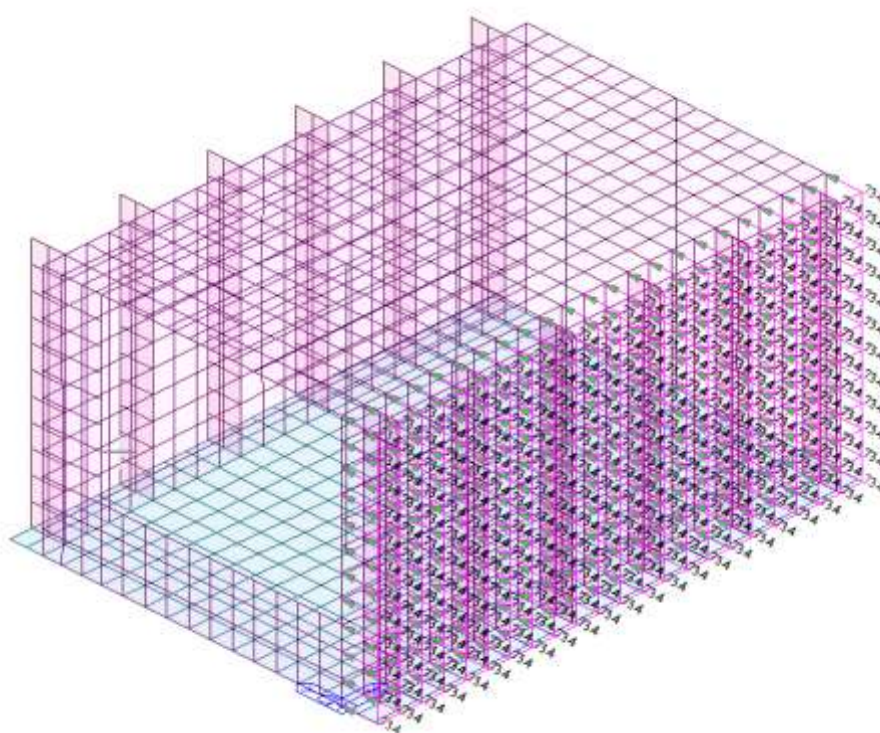


Figura 13-12 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. +Y

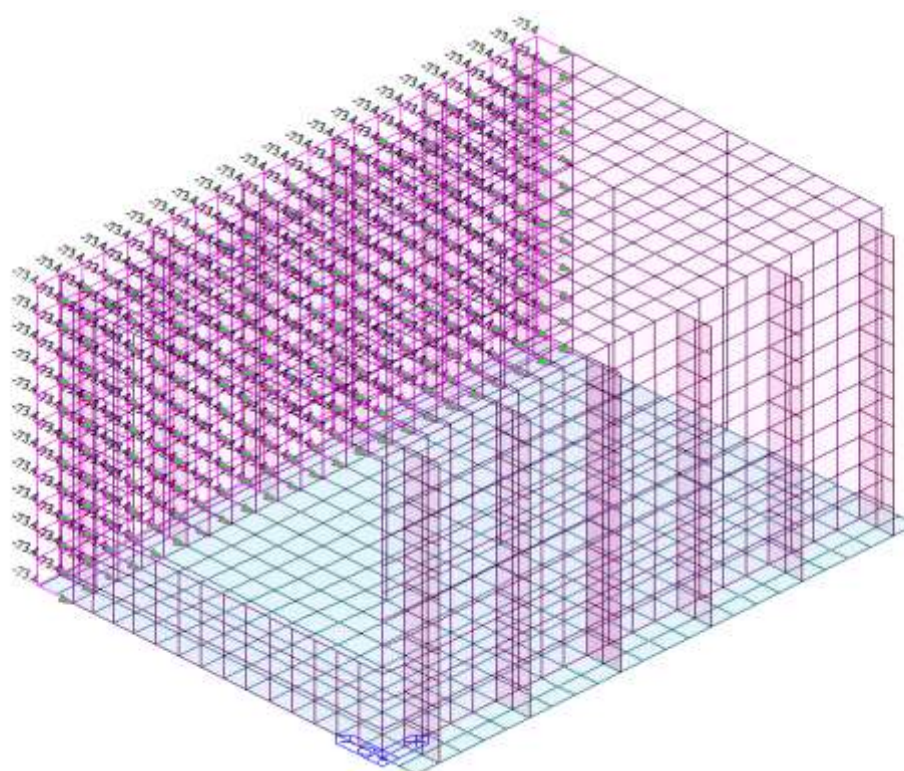


Figura 13-13 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. -Y

13.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione **fondamentale**, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **quasi permanente**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione **sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione **eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli stati limiti di esercizio di cui si prevede in seguito la verifica sono i seguenti:

stato limite di fessurazione;

stato limite delle tensioni di esercizio;

stato limite di deformazione.

Stato limite di fessurazione

Le fessure possono essere indotte da deformazioni imposte e dall'azioni dei carichi. Le norme tecniche definiscono tre diversi stati limiti di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono lo stato limite di decompressione, lo stato limite di formazione delle fessure e lo stato limite di apertura delle fessure e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature.

Stato limite di decompressione

Lo stato limite di decompressione consiste nel controllare che la tensione nel calcestruzzo, a causa delle sollecitazioni di progetto, sia al più nulla in tutti i punti della sezione cioè che la sezione deve essere soggetta esclusivamente a tensioni di compressione.

Stato limite di formazione delle fessure

Lo stato limite di formazione delle fessure consiste nel controllare che la massima tensione normale di trazione nel calcestruzzo risulti inferiore $f_{ctm} / 1.2$, considerando le caratteristiche geometriche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Lo stato limite di apertura delle fessure consiste nel verificare che l'ampiezza caratteristica delle fessure che si formano nell'elemento in calcestruzzo armato si mantengono al di sotto dei limiti previsti dalla normativa. Il valore caratteristico di calcolo (w_d) è espresso dalla relazione seguente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δs_m .

Per le strutture in classe XC2 si esegue una verifica a fessurazione che prevede, per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti, uno stato limite di apertura delle fessure con valore nominale delle aperture inferiore o uguale rispettivamente a $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ e $w_3 = 0.4 \text{ mm}$.

Stato limite delle tensioni in esercizio

La normativa impone di limitare le tensioni agenti (di lavoro) nei materiali in fase di esercizio. Questa verifica deve essere effettuata per le combinazioni di azioni rare e quasi permanenti.

La massima tensione di compressione σ_c del conglomerato cementizio deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara;}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanenti;}$$

La tensione massima σ_s nell'acciaio, indotta dalle azioni dovute alle combinazioni rare, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

Di seguito si riportano le combinazioni che hanno indotto sulla struttura le sollecitazioni più gravose in relazione alla sua geometria e distribuzione di rigidità interne e di carichi esterni.

Tipo	Name	Active	Type	GI p.p	terreno statico	falda	G2 perm non strutturale	accidentale	sisma x (massa strutturale)	sisma y (massa strutturale)	sisma terreno x+	sisma terreno y+	sisma terreno y-
SLU	1	Strenght/Stress	Add	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50					
SLU	2	Strenght/Stress	Add	1.30	1.30	1.30	1.50						

Tabella 13.1 – Combinazioni di carico in SLU

Tipo	Name	Active	Type	GI p.p	terreno statico	falda	G2 perm non strutturale	accidentale	sisma x (massa strutturale)	sisma y (massa strutturale)	sisma terreno x+	sisma terreno y+	sisma terreno y-
SLV	3	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	
SLV	4	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00		0.30
SLV	5	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	-1.00	0.30		0.30	
SLV	6	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	-1.00	-0.30			0.30
SLV	7	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	
SLV	8	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	-0.30	1.00		1.00	
SLV	9	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	-1.00	0.30		-1.00
SLV	10	Strenght/Stress	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	-0.30	-1.00			-1.00

Tabella 13.2 – Combinazioni di carico sismiche SLV

Tipo	Name	Active	Type	GI p.p	terreno statico	falda	G2 perm non strutturale	accidentale	sisma x (massa strutturale)	sisma y (massa strutturale)	sisma terreno x+	sisma terreno y+	sisma terreno y-
SLE rara	11	Serviceability	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00					
SLE freq.	12	Serviceability	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50					
SLE q.p.	13	Serviceability	Add	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30					

Tabella 13.3 – Combinazioni di carico in esercizio SLE

13.7 Risultati

13.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni

Di seguito sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per le combinazioni di involucro SLU e SLV.

I momenti di calcolo nelle due direzioni, tra loro ortogonali, si determinano in base alle formule fornite dal flow chart dell'EC2:

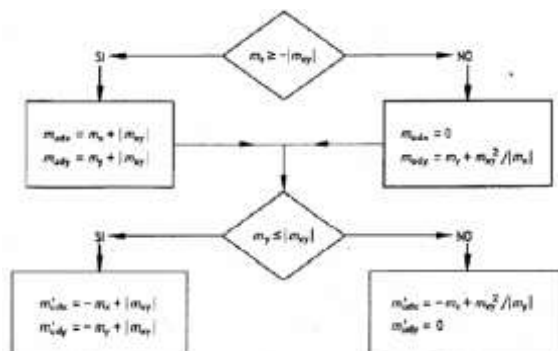


Figura 13-4 – Formulazione per la determinazione delle sollecitazioni di flessione agenti secondo EC2 (Wood Armer Moment Method)

Il programma F.E.M. ha implementato al suo interno tale diagramma di flusso ed è in grado di restituire i momenti sollecitanti tenendo conto dei momenti torcenti (momenti di Wood-Armer).

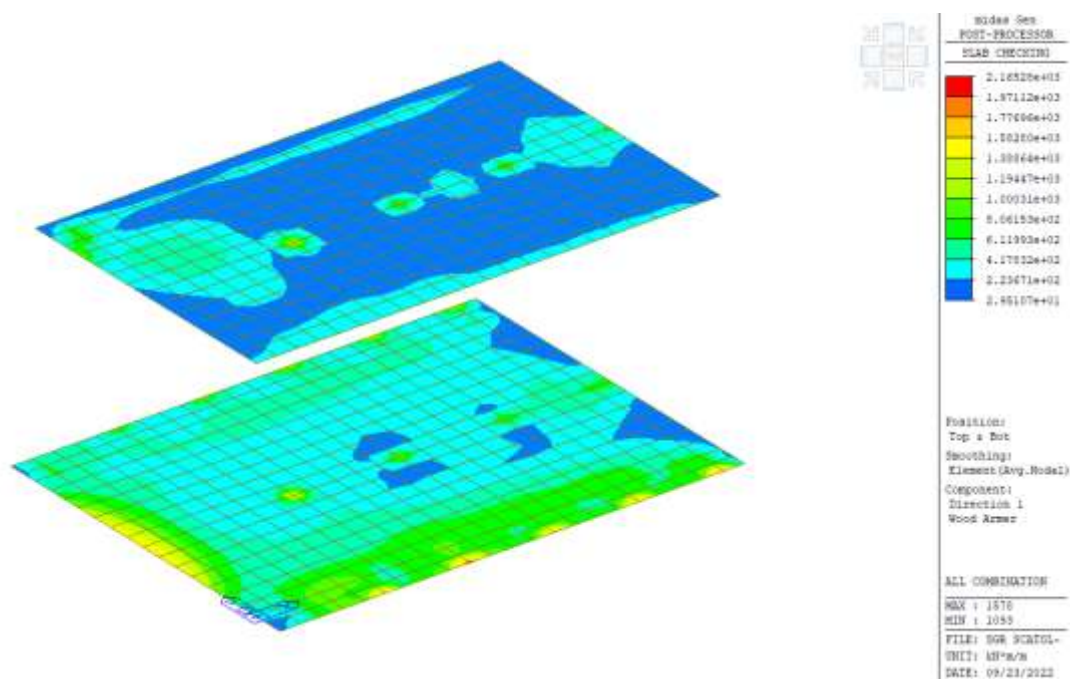
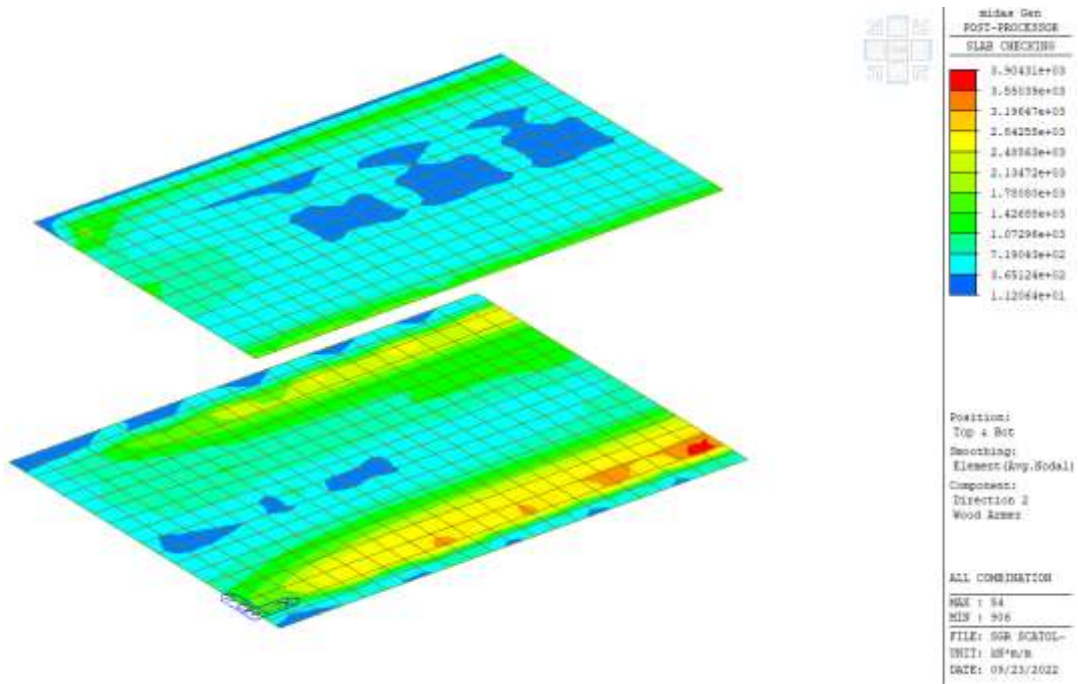


Figura 13-14 – Wood Armer Moment fondazione e copertura Dir. 1 involucro SLU/SLV



**Figura 13-15 – Wood Armer Moment fondazione e compertura Dir. 2 involucro
SLU/SLV**

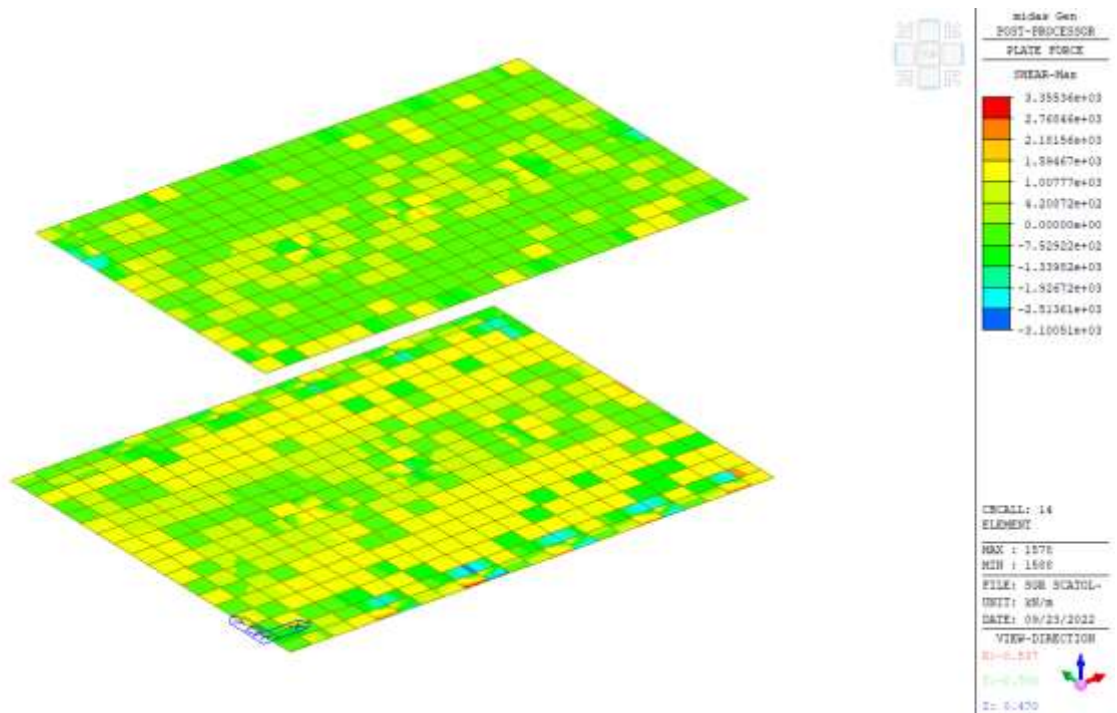


Figura 13-16 – Taglio Max fondazione e copertura inviluppo SLU/SLV

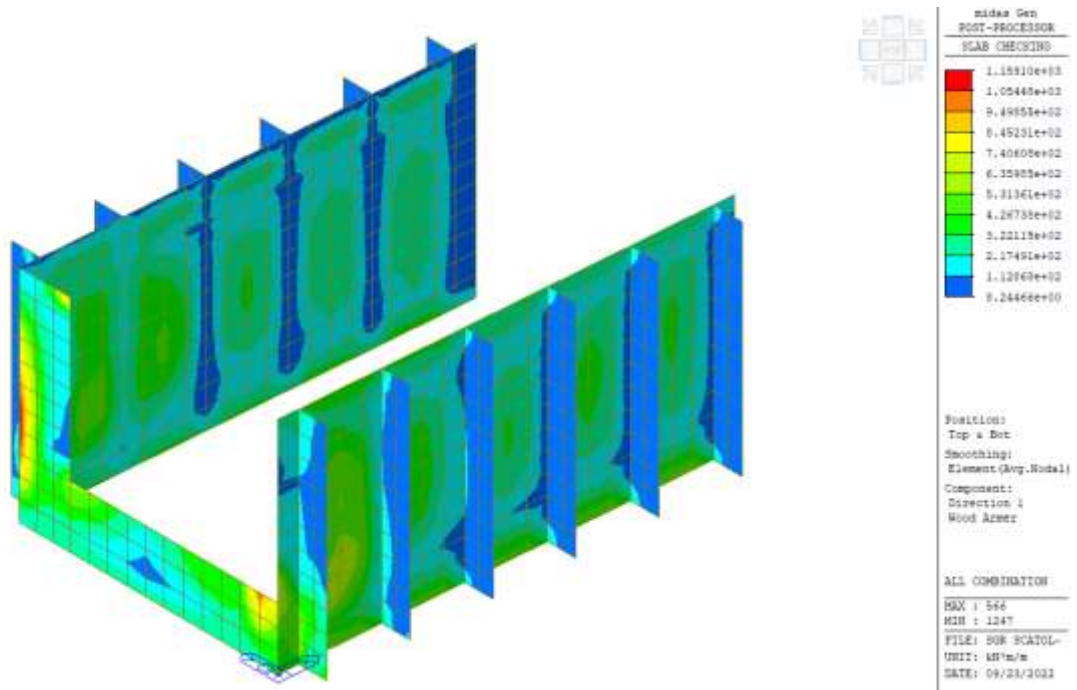


Figura 13-17 – Wood Armer Moment elementi verticali Dir. 1 inviluppo SLU/SLV

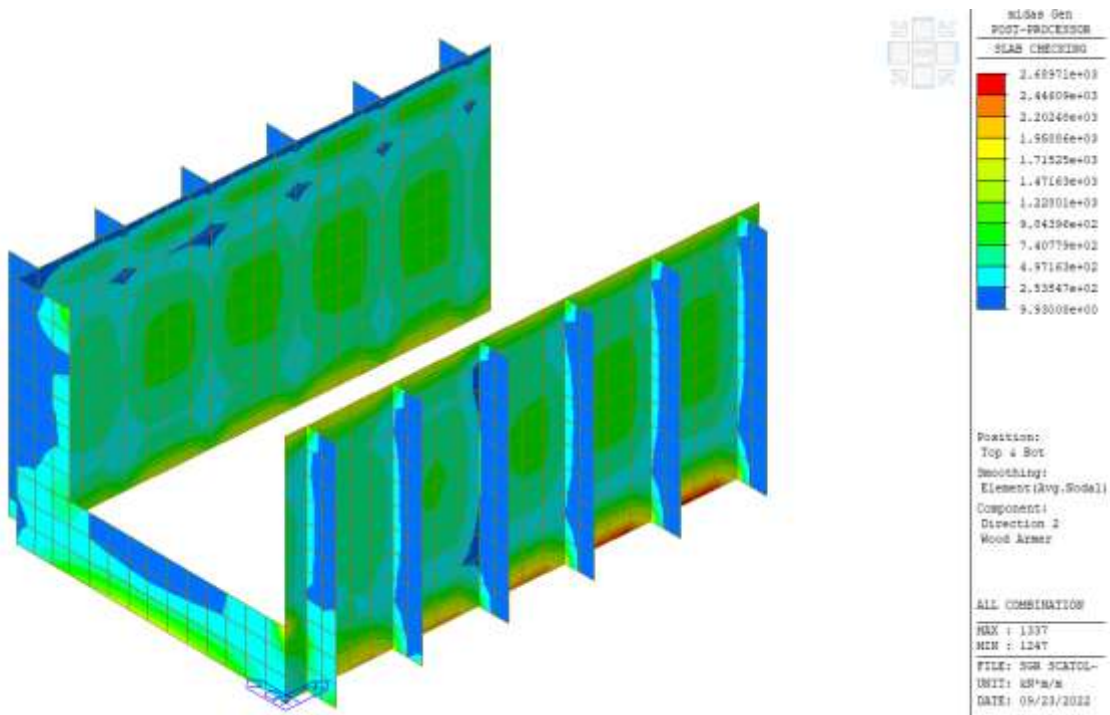


Figura 13-18 – Wood Armer Moment elementi piani verticali Dir. 2 involuppo SLU/SLV

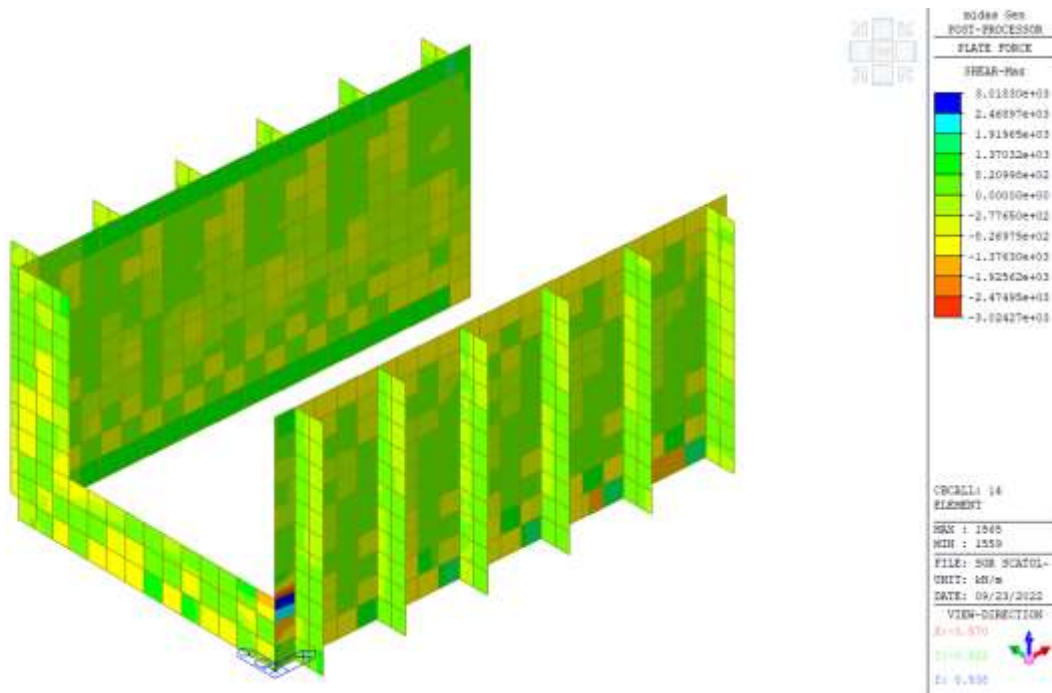


Figura 13-19 – Taglio Max elementi verticali involuppo SLU/SLV

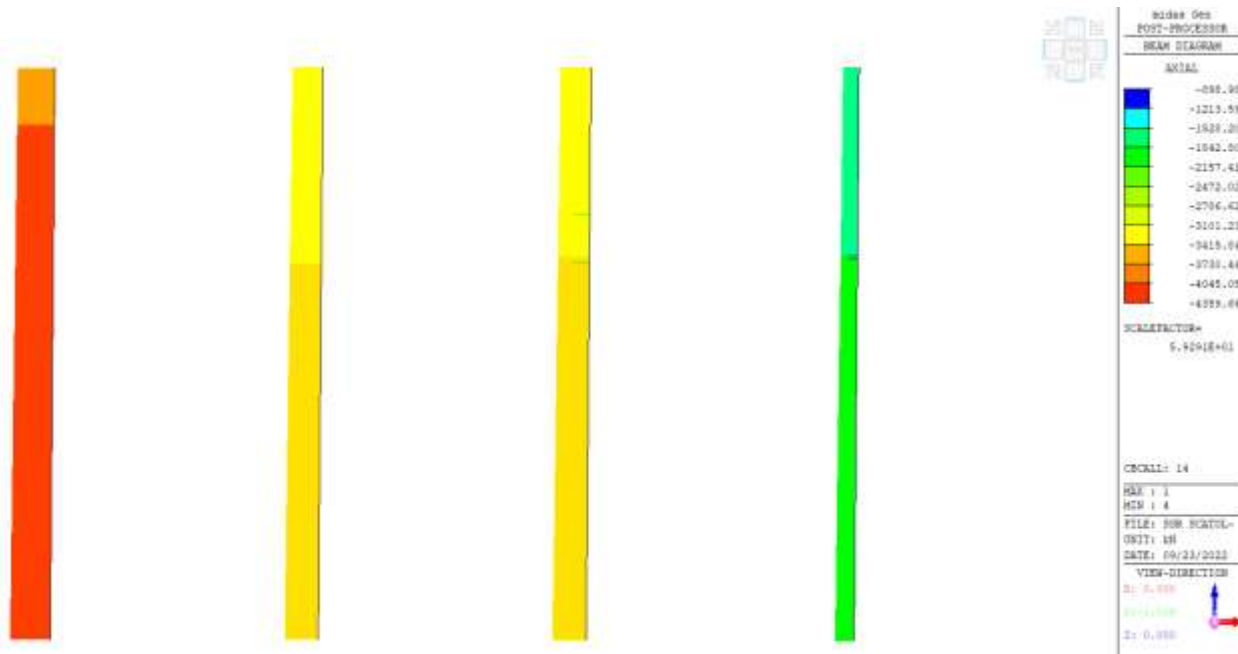


Figura 13-20 – Pilastri – Involuppo SLU/SLV sforzo normale Fx

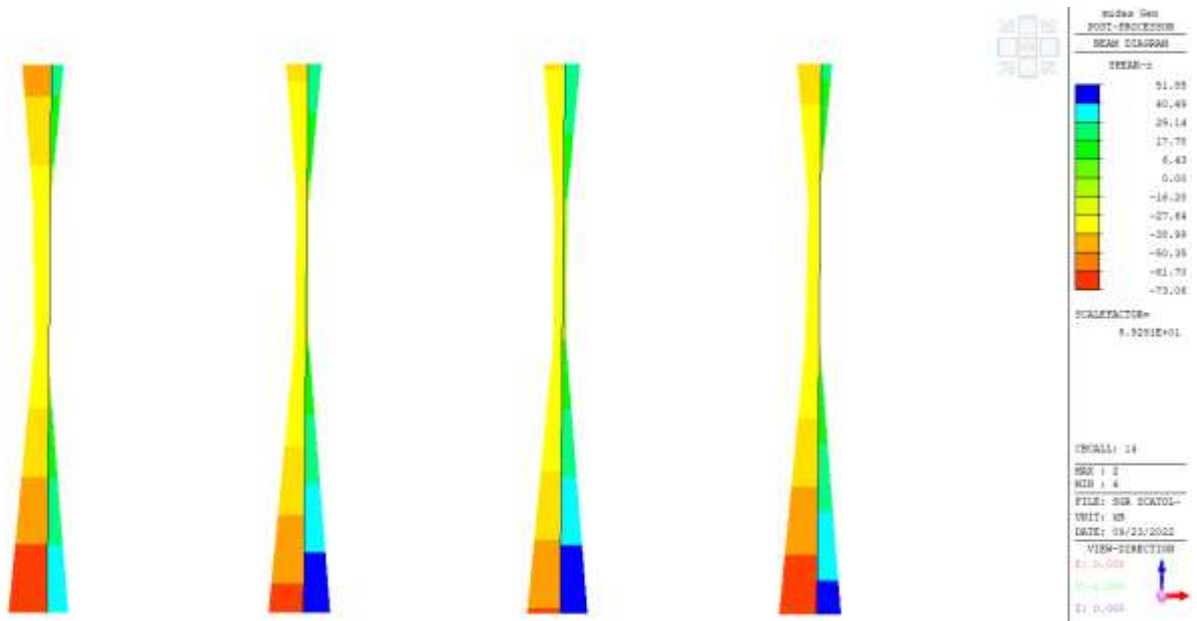


Figura 13-21 – Pilastri - Involuppo SLU/SLV Taglio Fz

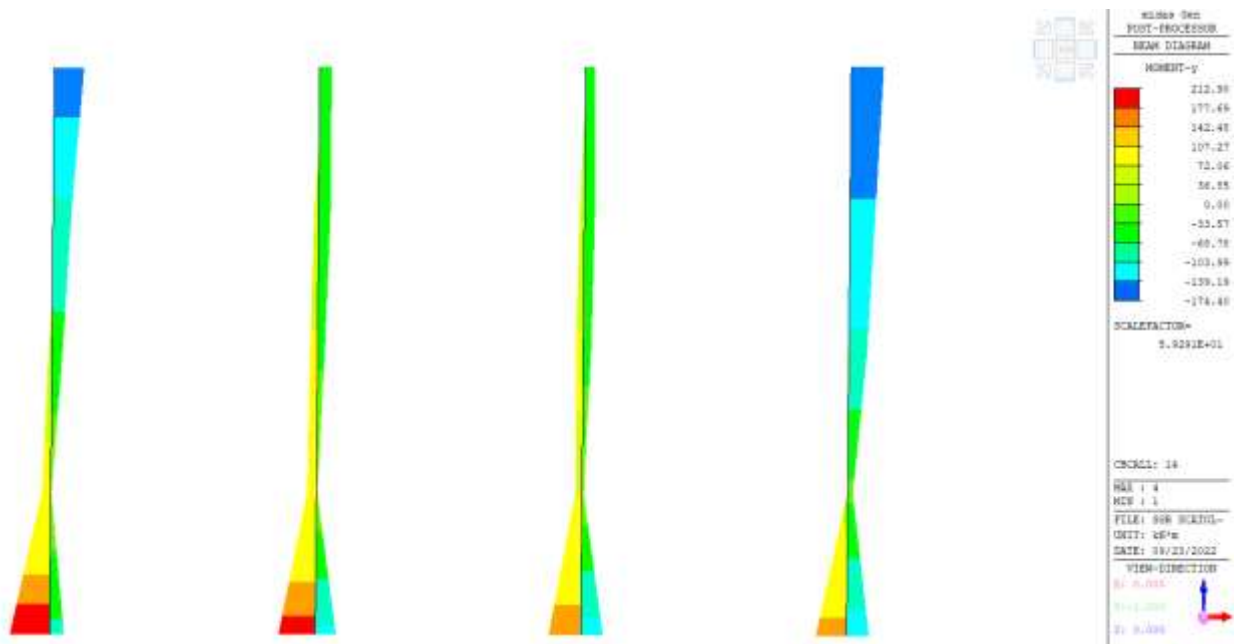


Figura 13-22 – Pilastri - Involuppo SLU/SLV Momento Flettente My

13.7.2 Deformate

Di seguito vengono riportate le deformate per le combinazioni allo SLE Rara.

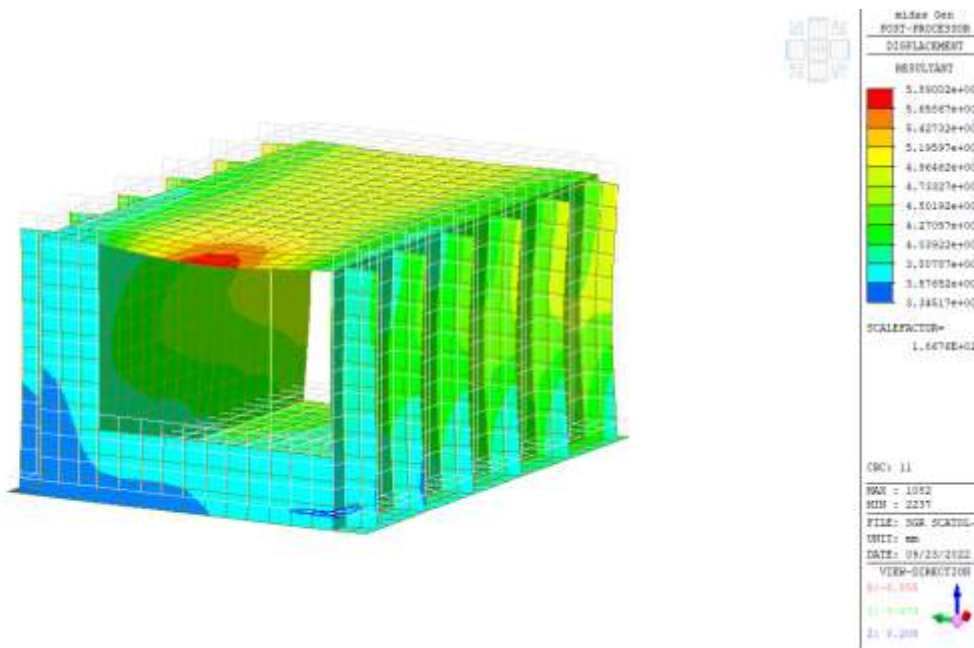


Figura 13-23 – Deformata SLE CMB11 [mm]

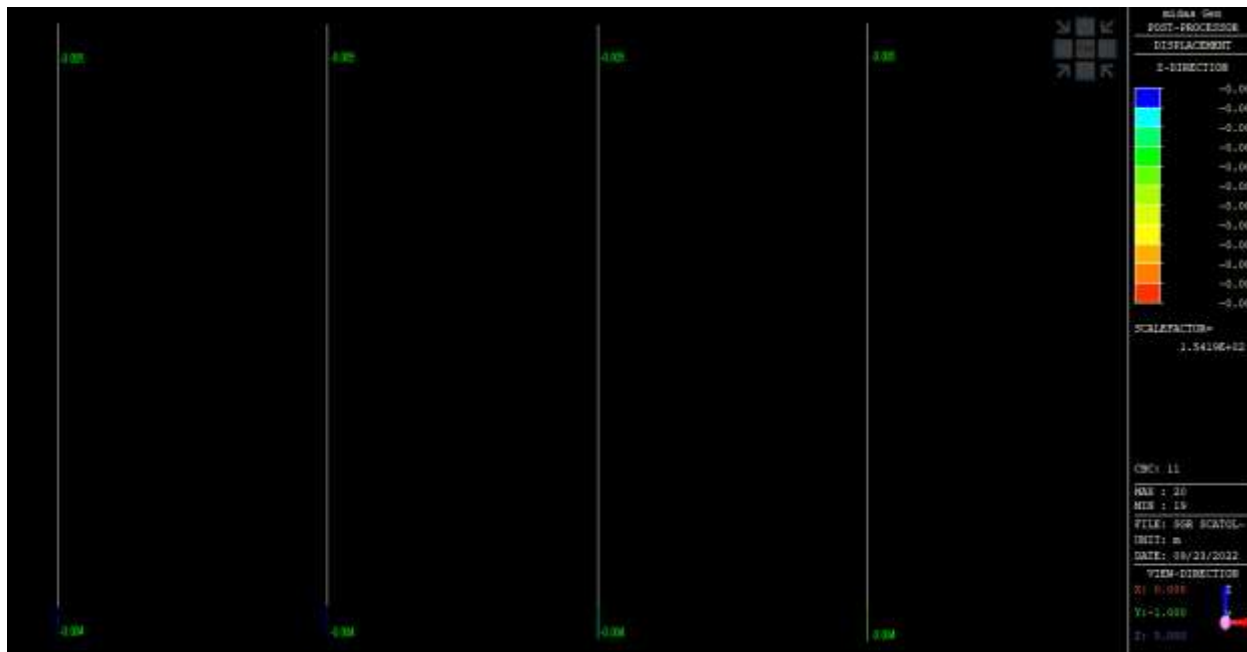


Figura 13-24 – Pilastri - Deformata SLE CMB11 [mm]

13.8 Verifiche

13.8.1 Verifiche a flessione SLU platea, copertura, pareti e nervature

I momenti di calcolo nelle due direzioni, tra loro ortogonali, si determinano in base alle formule fornite dal flow chart dell'EC2:

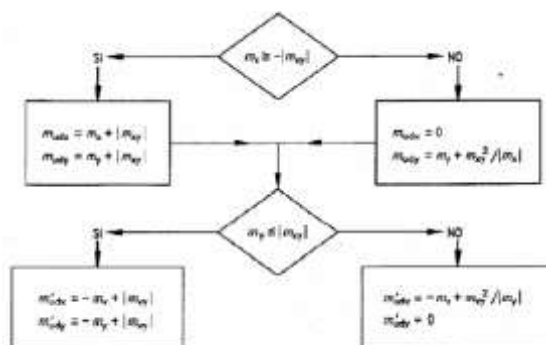


Figura 13-5 – Formulazione per la determinazione delle sollecitazioni di flessione agenti secondo EC2 (Wood Armer Moment Method)

Il programma F.E.M. ha implementato al suo interno tale diagramma di flusso ed è in grado di restituire i momenti sollecitanti tenendo conto dei momenti torcenti (momenti di Wood-Armer). Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh. Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate che vengono opportunamente integrate con armatura a flessione. Si è proceduto fissando il valore e il passo delle armature, facendo verificare al programma che il momento resistente sia superiore rispetto a quello agente.

Armatura per Platea:

- **Φ24/10 superiori** in entrambe le direzioni
- **Φ30/10 inferiori** in entrambe le direzioni
- Armatura a taglio 10Φ10/m² (circa **8cm²/m²**)
- Copriferro minimo **5 cm**

Armatura per Copertura, Pareti e Nervature:

- **Φ24/10 superiori** in entrambe le direzioni
- **Φ24/10 inferiori** in entrambe le direzioni
- Armatura a taglio $10\Phi10/m^2$ (circa **$8cm^2/m^2$**)
- Copriferro minimo **5 cm**

Come di seguito illustrato, **tutte le verifiche risultano soddisfatte** ($M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1$). Non vengono considerati i valori di picco dovuti alla precisione della mesh e contenuti all'interno dello spessore degli elementi.

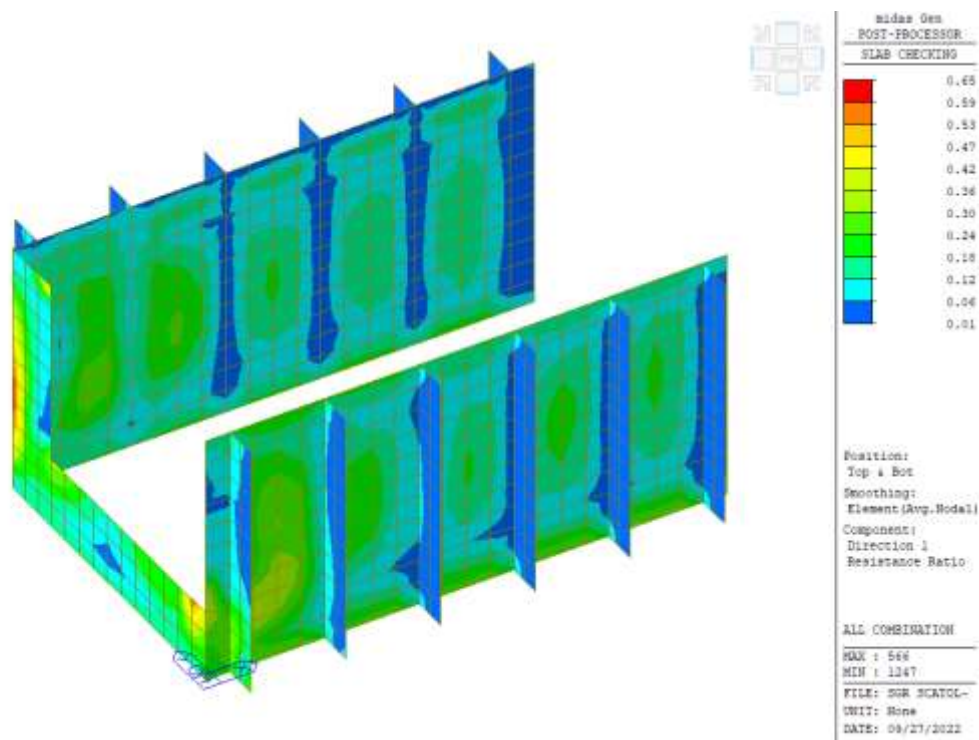


Figura 13-25 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 1 per entrambe le facce. Elementi Verticali

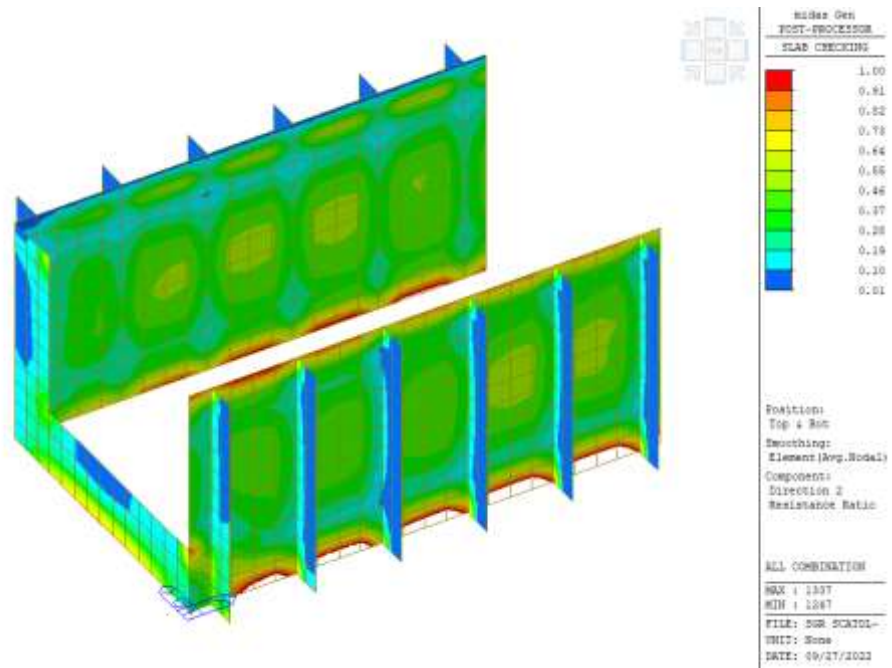


Figura 13-26 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 2 per entrambe le facce. Elementi Verticali

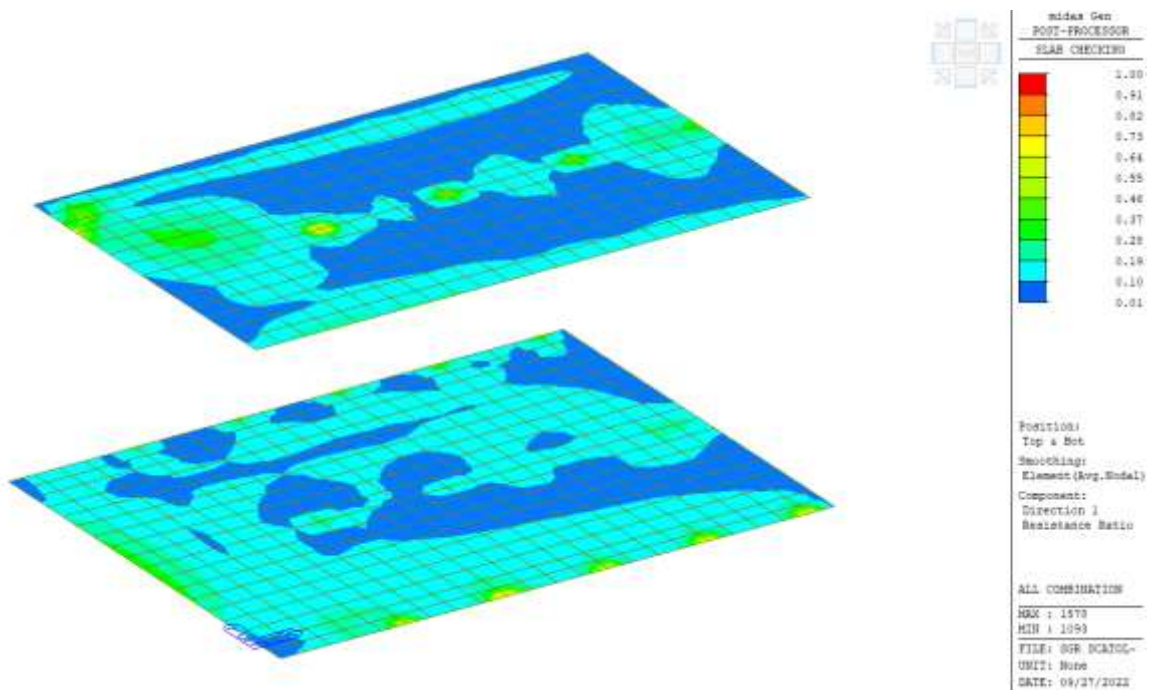


Figura 13-27 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 1 per entrambe le facce. Fondazione e Copertura

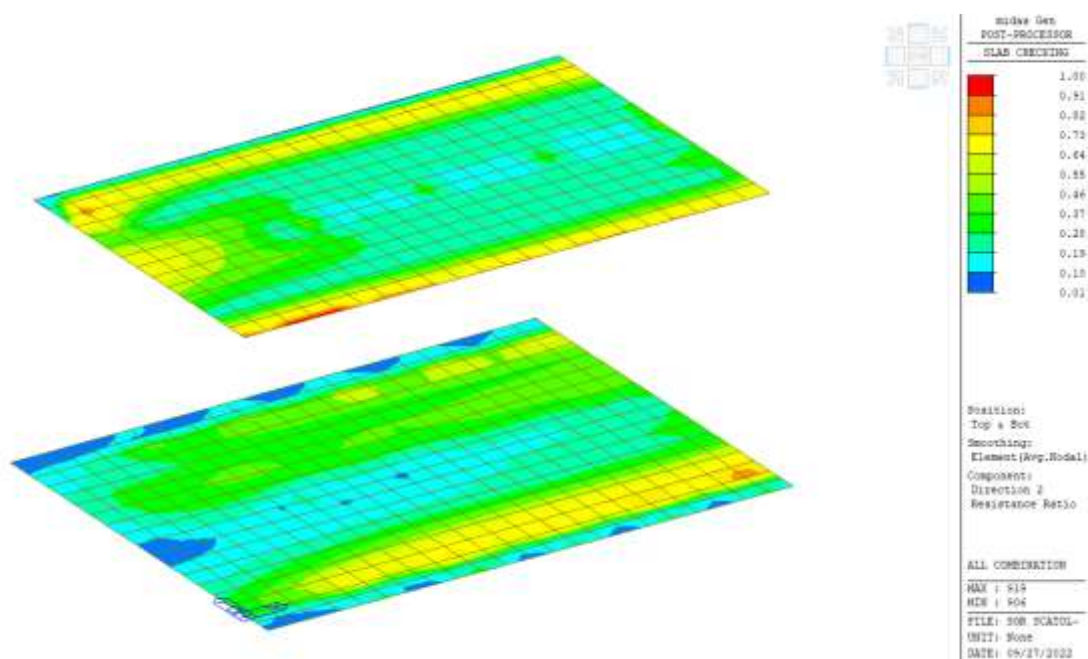


Figura 13-28 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 2 per entrambe le facce. Fondazione e Copertura

13.8.2 Verifiche a punzonamento

Si riportano le verifiche a punzonamento eseguite secondo l'Eurocodice 2 Parte 1 sulla platea e la copertura in corrispondenza dei pilastri.

Le **verifiche risultano soddisfatte** senza armatura specifica a taglio, ciononostante si prevede un'armatura a taglio costituita da $10\Phi 10/m^2$ per tutti gli elementi che costituiscono fondazione, copertura, pareti e nervature.

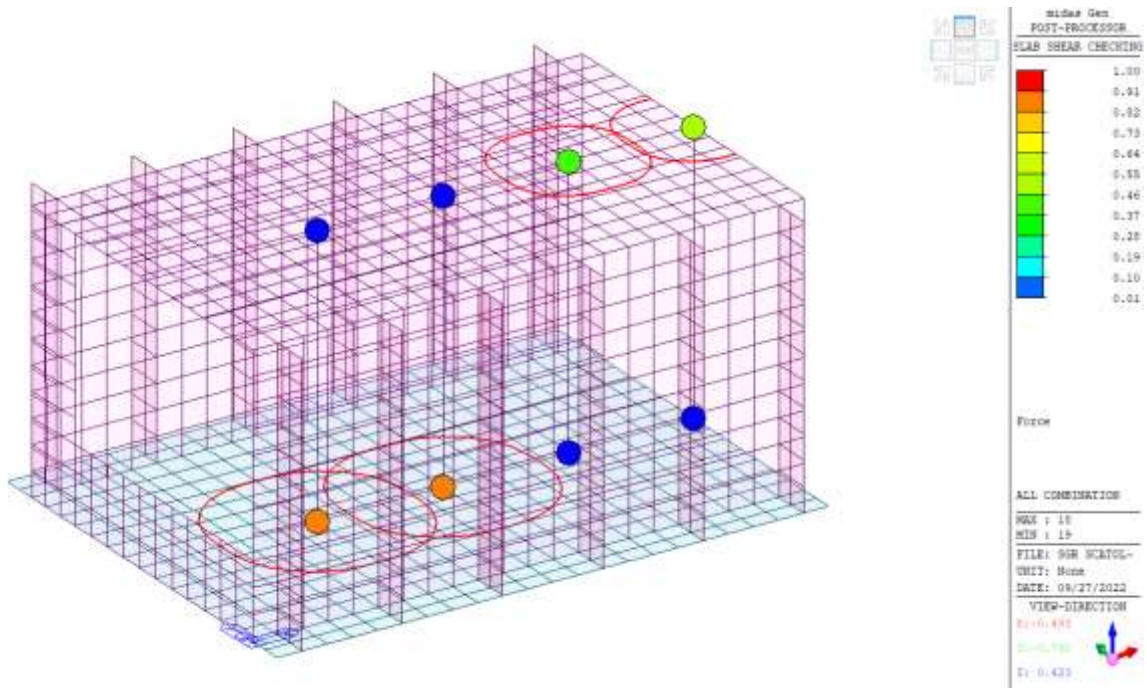


Figura 13-6 – Verifica a punzonamento

13.8.3 Verifica tensioni di esercizio – SLE Rara e SLE Quasi-Permanente platea, copertura, pareti e nervature

Si riportano i valori di tensioni agenti per le combinazioni di carico SLE (involuppo) per la valutazione della verifica Rara. Le figure riportate di seguito rappresentano il rapporto tra il valore massimo agente e quello massimo ammissibile.

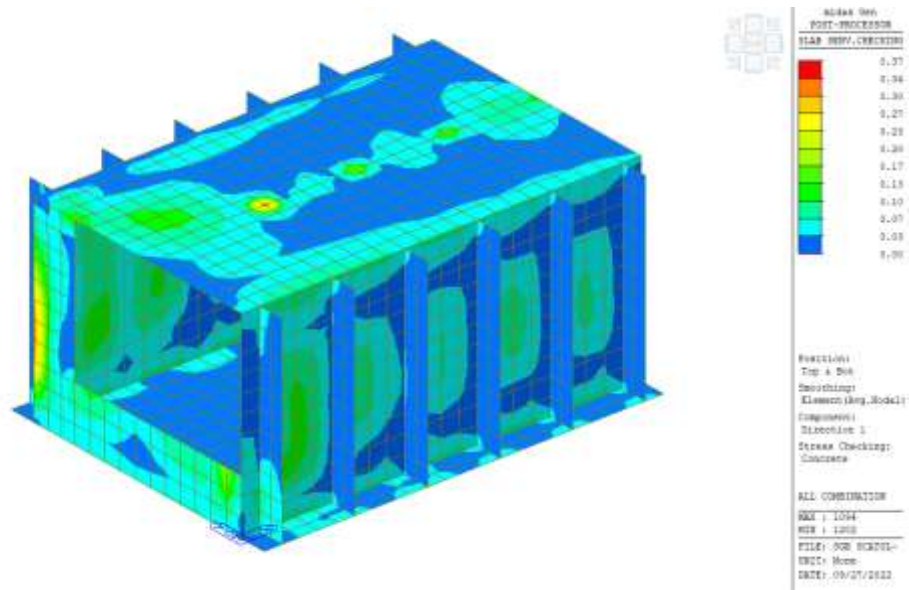


Figura 13-7 – Tensioni cls (top+bottom) dir 1 per involucro CMB SLE [MPa]

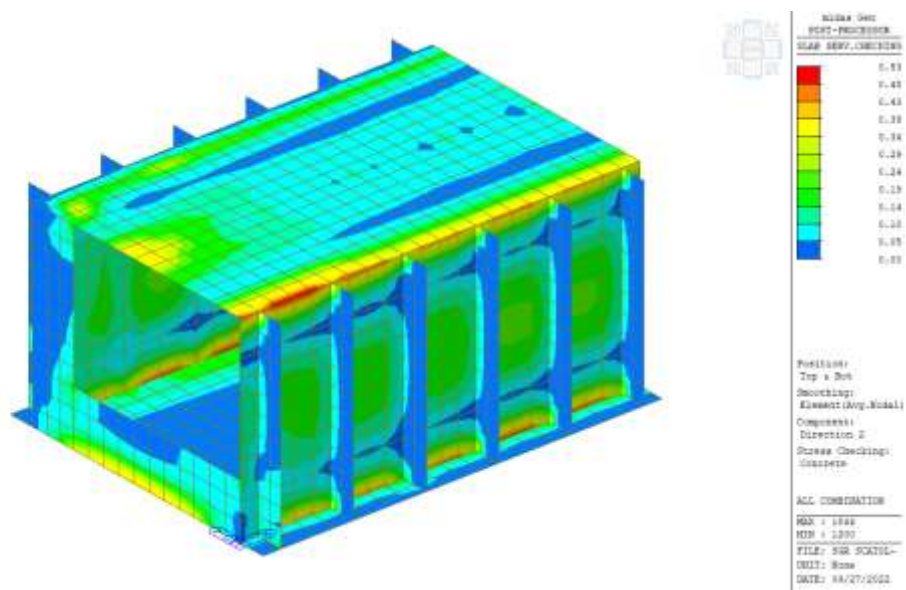


Figura 13-8 – Tensioni cls (top+bottom) dir 2 per involucro CMB SLE [MPa]

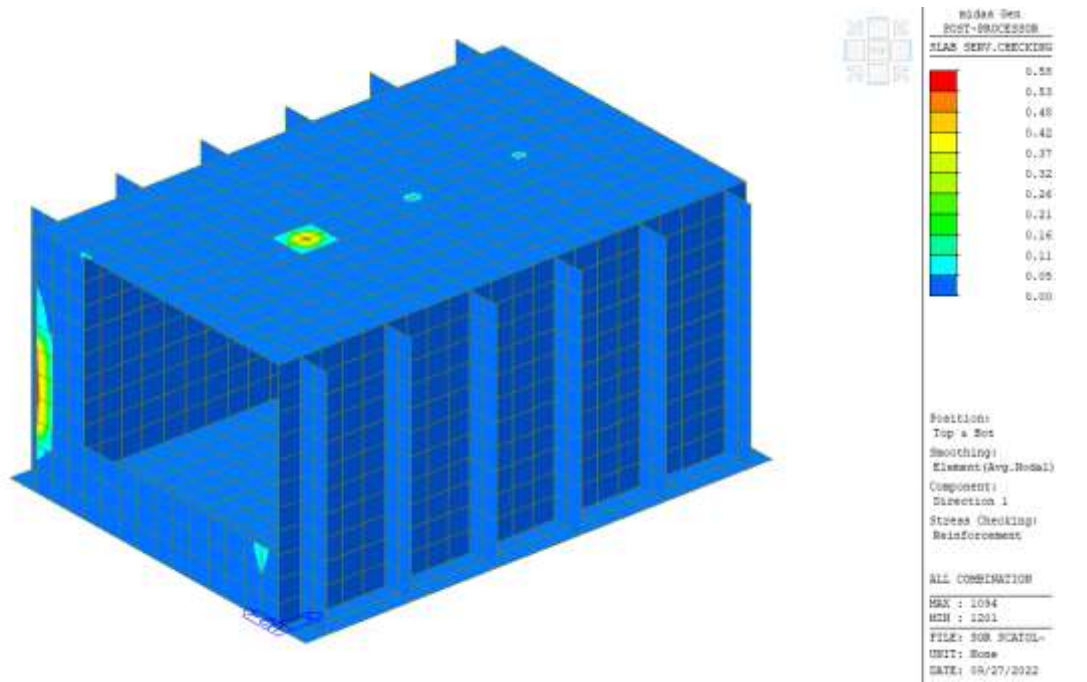


Figura 13-9 – Tens. acc. (top+bottom) dir 1 per involucro CMB SLE [MPa]

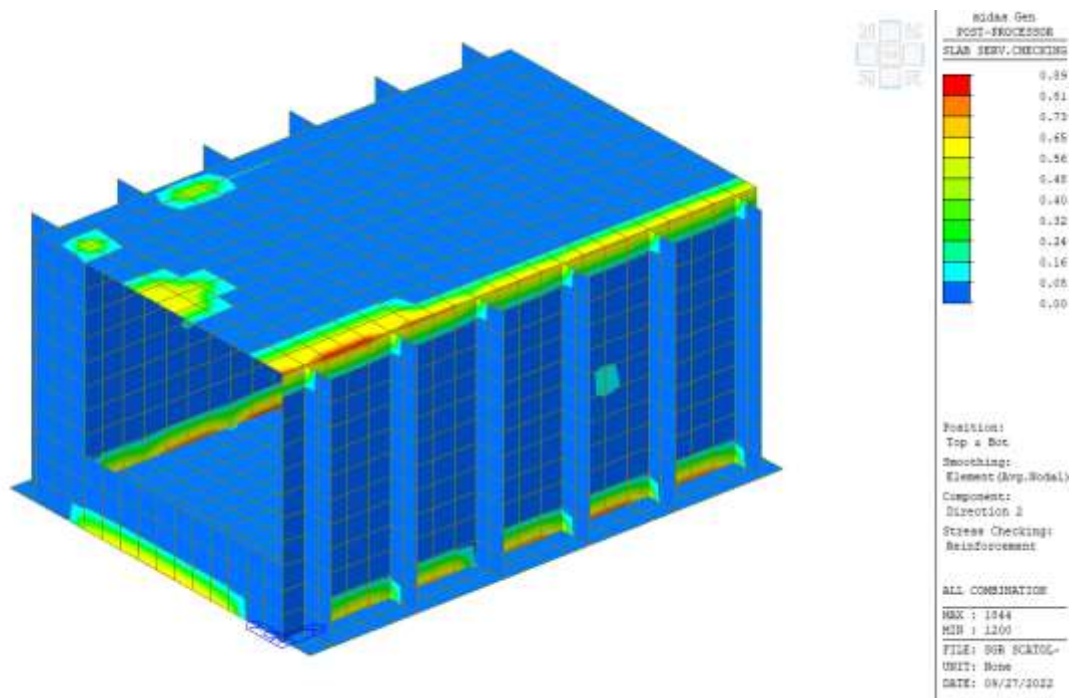


Figura 13-10 – Tens. acc. (top+bottom) dir 2 per involucro CMB SLE [MPa]

I valori massimi calcolati sono inferiori a quelli ammissibili e pari a:

- $\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.95$ MPa per SLE Quasi permanente
- $\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 19.92$ MPa per SLE Rara
- $\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360$ MPa per entrambe

Le verifiche risultano soddisfatte.

13.8.4 Verifica a fessurazione SLE Frequente platea, copertura, pareti e nervature

I valori di apertura delle fessure sono riportati nelle seguenti figure in cui è presente l'involuppo delle combinazioni SLE. I valori sono tutti inferiori ai limiti fissati per manufatti XC2 ($w=0.4\text{mm}$ per le combinazioni frequenti e $w=0.3\text{mm}$ per le combinazioni q.p.).

Le figure riportate di seguito rappresentano il valore massimo delle aperture delle fessure per tutte le combinazioni. I valori di apertura delle fessure sono sempre inferiori a quelli dettati dalla normativa, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh. La **verifica si ritiene soddisfatta.**

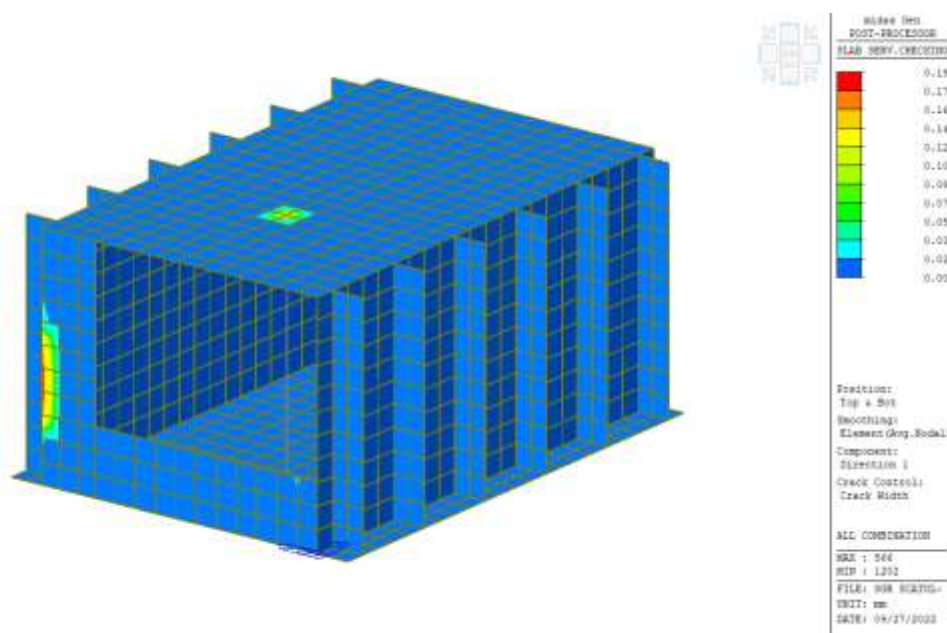


Figura 13-11 – Apertura fessure dir.1 involucro combinazioni SLE [mm]

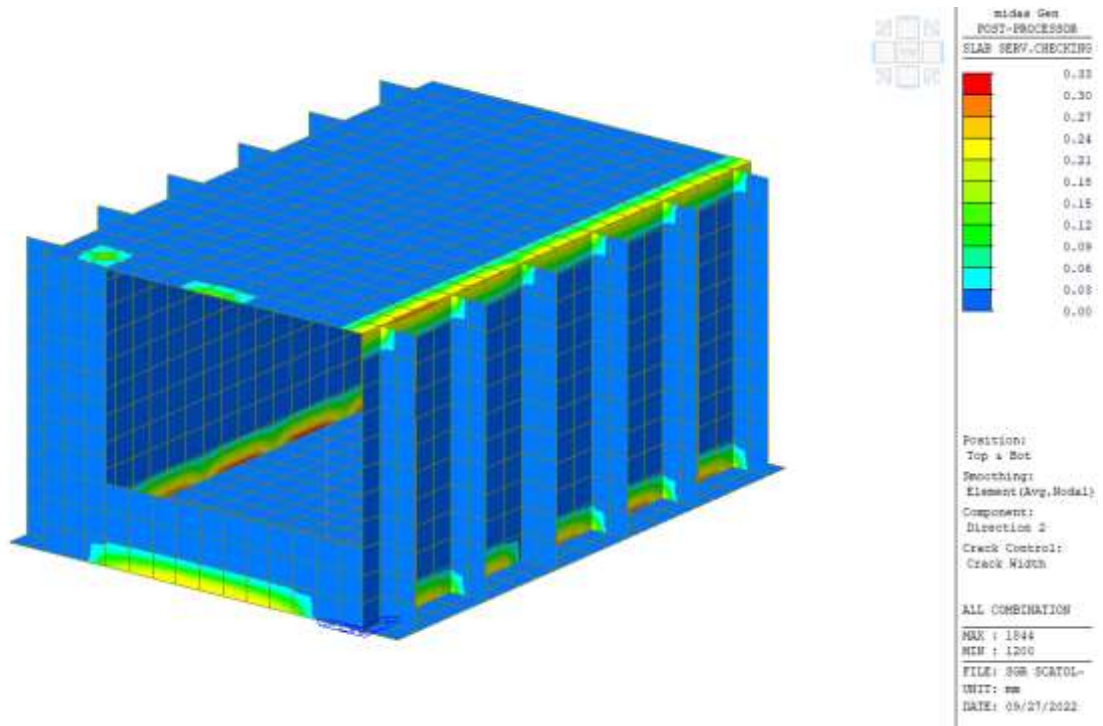


Figura 13-12 – Apertura fessure dir.2 involuppo combinazioni SLE [mm]

13.8.5 Verifiche SLU ed SLE dei pilastri

I pilastri sono armati con **16Φ20** per l’armatura longitudinale e **staffe Φ10/15 a 3 bracci**.

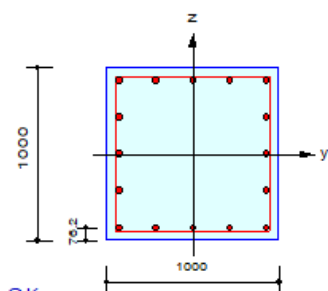
Si riporta la verifica dell’elemento con coefficiente di sicurezza più vicino all’unità.

1. Design Condition

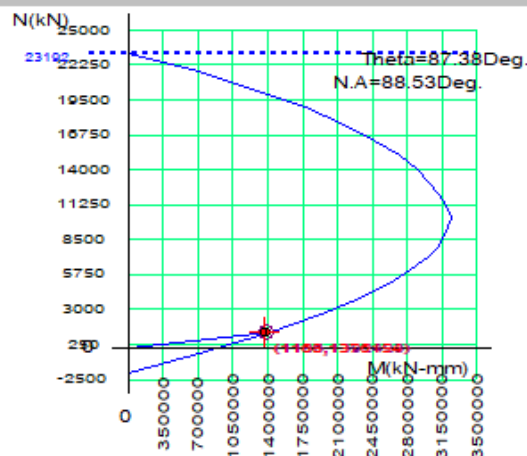
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, mm
 Member Number : 1
 Material Data : fck = 0.032, fyk = 0.45, fyw = 0.45 kN/mm²
 Column Height : 10750 mm
 Section Property : 100x100 (No : 1)
 Rebar Pattern : 16 - 5 - P20 Ast = 5024 mm² (Rhost = 0.005)

2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 8 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 23192.1 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 1167.73 / 1185.66 = 0.985 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 1376154 / 1392423 = 0.988 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 62765.7 / 63605.4 = 0.987 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 1374722 / 1390970 = 0.988 < 1.000 O.K



M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-mm)
23192.07	0.00
20287.88	1299235.82
17587.38	2176462.10
15146.45	2728198.32
13018.53	3039546.27
11304.47	3187935.38
10324.43	3236413.76
9517.75	3218971.71
8043.36	3113683.80
6154.44	2840837.45
3923.08	2326389.75
1282.65	1431529.10
-1965.91	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 8, POS : J)	z (LCB : 4, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	279.715 kN	71.5001 kN
V_Ed / V_Rdc	279.715 / 495.916 = 0.564	71.5001 / 545.265 = 0.131
V_Ed / V_Rds	279.715 / 514.034 = 0.544	71.5001 / 514.034 = 0.139
V_Ed / V_Rdmax	279.715 / 4434.24 = 0.063	71.5001 / 4434.24 = 0.016
Shear Ratio	0.564 < 1.000 O.K	0.131 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 mm ² /m, 3-P10 @150	0.00158 mm ² /m, 3-P10 @150
[MIDDLE]	y (LCB : 8, POS : 1/2)	z (LCB : 4, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	256.871 kN	48.6564 kN
V_Ed / V_Rdc	256.871 / 477.296 = 0.538	48.6564 / 526.644 = 0.092
V_Ed / V_Rds	256.871 / 514.034 = 0.500	48.6564 / 514.034 = 0.095
V_Ed / V_Rdmax	256.871 / 4434.24 = 0.058	48.6564 / 4434.24 = 0.011
Shear Ratio	0.538 < 1.000 O.K	0.092 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 mm ² /m, 3-P10 @150	0.00158 mm ² /m, 3-P10 @150

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Conc.(Tens.)	Conc.(Comp.)	Conc.(Comp.)(QP)	Rebar
Load Combination	-	11(C)	13(Q)	-
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.02	0.01	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.1156	0.1338	*****
Check Linear Creep			Linear Creep	

La verifica a fessurazione non risulta significativa in quanto, in condizioni di esercizio, la sezione dei pilastri risulta sempre compressa.

13.9 Riepilogo incidenze

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO SCATOLARE DI ATTACCO DEL 8000		
Elemento	Spessore [m]	Incidenza [kg/m ³]
PLATEA DI FONDAZIONE	1.70	115
PARETI	1.10	140
COPERTURA	1.10	140
PILASTRI	1.00 x 1.00	70
NERVATURE	1.00	150