



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 R0108

COD. ATO2 APE10116

DATA APRILE 2023

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	
8	APR-23	INTEGRAZIONI ED AGGIORNAMENTI IN AMBITO AUTORIZZATIVO	
9			
10			

**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. Elonora Accorsi

Ing. Onorato D'Atria



**CALCOLI PRELIMINARI SULLE STRUTTURE
 DALLE SORGENTI A MANUFATTO M6**

ALLEGATO 1

INDICE

1	PREMESSA	17
	1.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA	18
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	23
	2.1 MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE	23
	2.2 CANALE DI COLLEGAMENTO E SCARICO TRA LA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO ESISTENTE E IL NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	26
	2.3 NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE	30
	2.4 POZZO DI SPINTA M3	34
	2.5 POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL’ACQUEDOTTO.....	39
3	MATERIALI	42
	3.1 CALCESTRUZZO ARMATO	42
	3.2 BARRE DI ARMATURA.....	42
	3.3 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI PULIZIA	43
4	MANUFATTO DI DERIVAZIONE	43
	4.1 SOFTWARE DI CALCOLO.....	44
	4.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	45
4	47	
	4.2.1 PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	47
	4.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	47
	4.2.3 PROSPEZIONE SISMICA IN FORO TRAMITE TECNICA DOWN-HOLE	48
	4.3 INQUADRAMENTO SISMICO	49
	4.4 SCHEMA DI CALCOLO	51

4.4.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE	54
4.5 ANALISI DEI CARICHI	57
4.5.1 PESO PROPRIO	57
4.5.2 AZIONI IN COPERTURA	58
Copertura struttura fuori terra	58
Copertura struttura a piano campagna	60
4.5.3 AZIONI ORIZZONTAMENTO INTERNO A QUOTA PIANO CAMPAGNA	64
4.5.4 PARATOIA A VENTOLA	66
4.5.5 AZIONI IN FONDAZIONE.....	67
4.5.6 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	69
4.5.7 SPINTA STATICA DELL’ACQUA D’INVASO	71
4.5.8 SPETTRI DI PROGETTO	74
Spettro di Risposta SLD	75
Spettro di Risposta SLV.....	75
4.6 ANALISI STRUTTURALE SISMICA.....	76
4.6.1 INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA.....	77
4.6.2 INCREMENTO SPINTA IDROSTATICA IN FASE DINAMICA	79
4.7 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	84
4.8 COMBINAZIONE DI CARICO	88
4.9 CRITERI DI VERIFICA	97
4.9.1 ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	97
4.9.2 CONSIDERAZIONI INIZIALI DI VERIFICA	98
4.9.3 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	102
Fondazione spessore 55cm a quota 408.1 m s.l.m.....	103

Fondazione – involucro SLU/SLV	103
Fondazione – SLE – Quasi permanente	113
Fondazione - SLE – frequente.....	115
Fondazione - SLE – Rara.....	123
Verifiche fondazione.....	131
Muri perimetrali	143
Muri – involucro SLU/SLV.....	143
Muri perimetrali – SLE – Quasi permanente.....	163
Fondazione - SLE – frequente.....	167
Fondazione - SLE – Rara.....	183
Verifiche muri perimetrali	191
Setto interno vaso spessore 30cm	207
Setto – involucro SLU/SLV	207
Setto – SLE – Quasi permanente	213
Fondazione - SLE – frequente.....	215
Fondazione - SLE – Rara.....	219
Verifiche Setto interno vaso.....	223
Soletta spessore 30 cm quota piano campagna	229
Soletta P.C. – involucro SLU/SLV	229
Soletta P.C. – SLE – Quasi permanente	235
Soletta P.C. - SLE – frequente	239
Fondazione - SLE – Rara.....	243
Verifiche Soletta P.C.	248
Trave e pilastri	256
Trave – involucro SLU/SLV.....	256
Trave – SLE – Quasi permanente.....	258

Trave - SLE – frequente.....	260
Trave - SLE – Rara.....	261
Pilastrì – involucro SLU/SLV	263
Pilastrì- SLE – Quasi permanente	266
Pilastrì - SLE – frequente	269
Pilastrì - SLE – Rara	271
Verifiche Trave e Pilastrì	274
Trave HEB-200	284
Trave – involucro SLU/SLV	284
Keller	287
4.9.4 VERIFICA A DEFORMAZIONE	288
Deformazione solaio quota P.C.....	289
Deformazione Trave 50x80.....	291
Deformazione Trave HEB-200	291
4.9.5 VERIFICA DI COMPENSAZIONE	292
4.10 RIEPILOGO DELLE GEOMETRIE DELLE ARMATURE, INCIDENZE E CARPENTERIA METALLICHE	
294	
5 NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE.....	296
5.1 SOFTWARE DI CALCOLO.....	296
5.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	298
5.2.1 PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST).....	300
5.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	300
5.2.3 PROSPEZIONE SISMICA IN FORO TRAMITE TECNICA DOWN-HOLE	301
5.3 INQUADRAMENTO SISMICO	303
5.4 SCHEMA DI CALCOLO	304

5.5 ANALISI DEI CARICHI	311
5.5.1 PESO PROPRIO	311
5.5.2 AZIONI IN COPERTURA	312
Copertura struttura fuori terra	312
Copertura struttura interrata	314
5.5.3 AZIONI ORIZZONTAMENTO INTERNO A QUOTA PIANO CAMPAGNA	316
5.5.4 PARATOIA A VENTOLA	317
5.5.5 AZIONI IN FONDAZIONE.....	318
5.5.6 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	320
5.5.7 SPINTA STATICA DELL’ACQUA D’INVASO	322
5.5.8 SPETTRI DI PROGETTO	325
Spettro di Risposta SLD	325
Spettro di Risposta SLV.....	326
5.5.9 ANALISI STRUTTURALE SISMICA	327
Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma	328
Incremento spinta idrostatica in fase dinamica.....	329
5.6 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	331
5.7 COMBINAZIONE DI CARICO	333
5.8 CRITERI DI VERIFICA	341
5.8.1 ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	341
5.8.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	342
Fondazione a quota 398m s.l.m.	342
Fondazione a quota 398m s.l.m. SLU-SLV.....	342
Fondazione a quota 398m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	350

Fondazione a quota 398m s.l.m. SLE Frequente.....	353
Fondazione a quota 398m s.l.m. SLE Rara	360
Verifiche Fondazione a quota 398m s.l.m.....	366
Setti perimetrali.....	369
Setti perimetrali - SLU-SLV	369
Setti perimetrali - SLE Quasi permanente	373
Setti perimetrali - SLE Frequente	375
Setti perimetrali - SLE Rara.....	378
Verifiche setti Perimetrali.....	381
Setti interni Pozzo	395
Setti interni Pozzo SLU-SLV.....	395
Setti interni Pozzo - SLE Quasi permanente.....	400
Setti interni Pozzo - SLE Frequente	402
Setti interni Pozzo - SLE Rara.....	408
Verifiche setti interni Pozzo	411
Fondazione a quota 405m s.l.m.	419
Fondazione a quota 405m s.l.m. SLU-SLV.....	419
Fondazione a quota 405m s.l.m. SLE Quasi Permanente	425
Fondazione a quota 405m s.l.m. SLE Frequente.....	429
Fondazione a quota 405m s.l.m. SLE RARA	435
Verifiche Fondazione a quota 405m s.l.m.....	440
Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m.....	448
Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m. SLU-SLV	448
Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	454
Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m. SLE Frequente	458
Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m. SLE RARA.....	464

Verifiche soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m.....	470
Pilastri camera di invaso superiore	478
Verifiche Pilastri Camera di invaso superiore	485
Pilastri e travi struttura fuori terra.....	489
5.9 RIEPILOGO INCIDENZE	499
5.10 VERIFICA DI COMPENSAZIONE	499
6 CANALE DI COLLEGAMENTO TRA LA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO ESISTENTE E IL NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE – SCATOLARE 4X4	501
6 501	
6.1 SOFTWARE DI CALCOLO	501
6.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO	502
6.2.1 PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	505
6.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	505
6.2.3 PROSPEZIONE SISMICA IN FORO TRAMITE TECNICA DOWN-HOLE.....	506
6.3 INQUADRAMENTO SISMICO.....	507
6.4 SCHEMA DI CALCOLO.....	509
6.5 DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	511
6.6 ANALISI DEI CARICHI	512
6.6.1 PESO PROPRIO	512
6.6.2 AZIONI COPERTURA	512
6.6.3 AZIONI PLATEA DI FONDAZIONE	514
6.6.4 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	514
6.6.5 SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI FALDA.....	516

6.6.6	SPINTA STATICA DOVUTA AL SOVRACCARICO	517
6.6.7	SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	518
6.6.8	ANALISI STRUTTURALE SISMICA	519
6.6.9	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA	520
6.6.10	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DELL’ACQUA D’INVASO	522
6.7	COMBINAZIONI DI CARICO	524
6.8	RISULTATI	530
6.8.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	530
▪	SLU – SLV	530
▪	SLE – Rara	532
▪	SLE – Frequente.....	534
▪	SLE – Quasi Permanente	535
6.8.2	DEFORMATE	537
6.9	VERIFICHE	537
6.9.1	VERIFICHE SLU ELEMENTI IN C.A.	538
6.9.2	VERIFICHE SLE ELEMENTI IN C.A.....	542
6.10	RIEPILOGO INCIDENZE.....	548
7	CANALE DI SCARICO PRESSO LE SORGENTI	549
7.1	SOFTWARE DI CALCOLO	551
7.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	551
7.3	SCHEMA DI CALCOLO.....	553
7.4	DETERMINAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	556
7.5	ANALISI DEI CARICHI	558

7.5.1	PESO PROPRIO G_1	558
7.5.2	AZIONI DEL TERRENO E DELL’ACQUA DI FALDA G_2	558
7.5.3	SPINTA STATICA DELL’ACQUA D’INVASO G_2	560
7.5.4	AZIONE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI SULLA COPERTURA G_2	563
7.5.5	AZIONE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI SULLA COPERTURA DELLE VASCHE G_2 ...	564
7.5.6	SPINTA STATICA TERRENO DOVUTA DAL SOVRACCARICO Q	565
7.5.7	AZIONE DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALI SULLA COPERTURA Q	568
7.5.8	AZIONE DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE SULLA COPERTURA DELLE VASCHE Q	570
7.5.9	AZIONI PERMANENTI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE G_2	572
7.5.10	ANALISI STRUTTURALE SISMICA SLV E	573
7.5.11	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA E	575
7.5.12	INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DELL’ACQUA D’INVASO PER PRESENZA DI SISMA E .	578
7.6	COMBINAZIONI DI CARICO	581

7.7	RISULTATI	586
7.7.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	586
7.7.2	DEFORMATE	600
7.8	VERIFICHE	604
7.8.1	VERIFICHE A FLESSIONE SLU	604
7.8.2	VERIFICHE A PUNZONAMENTO.....	612
7.8.3	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO – SLE	613
7.8.4	VERIFICA A FESSURAZIONE SLE.....	616
7.8.5	VERIFICHE SLU E SLE DEI PILASTRI	618
7.8.6	VERIFICHE SLU E SLE DELLE TRAVI	620
7.9	RIEPILOGO INCIDENZE.....	622
7.10	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	622
8	POZZO DI SPINTA M3	623
8.1	SOFTWARE DI CALCOLO.....	625
8.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	626
8.2.1	PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST).....	629
8.2.2	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	629
8.3	INQUADRAMENTO SISMICO	630
8.4	SCHEMA DI CALCOLO	632
8.5	ANALISI DEI CARICHI	635
8.5.1	PESO PROPRIO	635
8.5.2	AZIONI IN COPERTURA	635
8.5.3	COPERTURA STRUTTURA FUORI TERRA	635
8.5.4	COPERTURA STRUTTURA INTERRATA.....	639

8.5.6 AZIONI SU ORIZZONTAMENTO A LIVELLO -1	642
8.5.7 AZIONI IN FONDAZIONE.....	642
8.5.8 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	644
8.5.9 SPETTRI DI PROGETTO	646
Spettro di Risposta SLD	647
Spettro di Risposta SLV.....	647
8.5.10 ANALISI STRUTTURALE SISMICA.....	648
8.5.11 INCREMENTO DINAMICO DELLA SPINTA DEL TERRENO PER PRESENZA DI SISMA.....	649
8.5.12 INCREMENTO SPINTA IDROSTATICA IN FASE DINAMICA	650
8.5.13 INCREMENTO DINAMICO CONDOTTE MICROTUNNELING	651
8.6 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	654
8.7 COMBINAZIONI DI CARICO.....	656
8.8 CRITERI DI VERIFICA	661
8.8.1 ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	661
8.8.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	662
Fondazione a quota 395.96m s.l.m.....	662
Fondazione a quota 395.96m s.l.m. SLU-SLV	662
Fondazione a quota 395.96m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	669
Fondazione a quota 395.96m s.l.m. SLE Frequente	671
Fondazione a quota 395.96m s.l.m. SLE RARA	676
Verifiche Fondazione a quota 395.96m s.l.m.	680
Orizzontamento intermedio a quota 402.91	686
Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLU-SLV	686
Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLE Quasi permanente	693

Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLE Frequente	695
Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLE Rara	700
Verifiche Orizzontamento intermedio a quota 402.91	704
Solaio a piano campagna	711
Solaio a piano campagna SLU-SLV	711
Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente	718
Solaio a piano campagna - SLE Frequente	720
Solaio a piano campagna - SLE Rara	725
Verifiche solaio a piano campagna	730
Setti perimetrali interrati.....	736
Setti perimetrali interrati - SLU-SLV	736
Setti perimetrali interrati SLE Quasi Permanente	739
Setti perimetrali interrati SLE Frequente	740
Setti perimetrali interrati SLE RARA	743
Verifiche Setti perimetrali interrati	745
Setti interni	753
Setti interni - SLU-SLV	753
Setti interni SLE Quasi Permanente.....	760
Setti interni SLE Frequente	763
Setti interni SLE RARA.....	769
Verifiche Setti interni.....	774
Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m.....	781
Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLU-SLV	781
Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLE Quasi Permanente.....	787
Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLE Frequente	790
Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLE RARA.....	792

Verifiche soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m.....	794
8.9 DIMENSIONAMENTO BAGGIOLO.....	804
8.10 RIEPILOGO INCIDENZE	806
9 POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL’ACQUEDOTTO	807
9.1 SOFTWARE DI CALCOLO.....	808
9.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	810
9.2.1 PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST).....	813
9.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO.....	813
9.2.3 PROVA DOWN-HOLE	815
9.3 INQUADRAMENTO SISMICO	818
9.5 ANALISI DEI CARICHI POZZO	825
9.5.1 PESO PROPRIO	825
9.5.2 AZIONI SOLAIO DI COPERTURA.....	826
9.5.3 AZIONI SOLAIO A QUOTA PIANO CAMPAGNA.....	828
9.5.4 AZIONI SOLAIO A LIVELLO -1	830
9.5.5 AZIONI SOLAIO A LIVELLO -2	833
9.5.6 CARROPONTE.....	836
9.5.7 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	838
9.5.8 SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	840
9.5.9 SPINTA STATICA DOVUTA AL SOVRACCARICO	843
9.5.10 PESO PANCONI	844
9.5.11 SPETTRI DI PROGETTO.....	846
Spettro di Risposta SLD	846

Spettro di Risposta SLV.....	847
9.5.12 ANALISI STRUTTURALE SISMICA.....	847
Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma.....	848
Incremento spinta idrostatica in fase dinamica.....	851
9.6 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	855
9.7 ANALISI DEI CARICHI CANALE.....	857
9.7.1 PESO PROPRIO	857
9.7.2 AZIONI SOLAIO DI COPERTURA.....	857
9.7.3 AZIONI SOLAIO A QUOTA PIANO CAMPAGNA (CAMMINAMENTI LATERALI IN CALCESTRUZZO) ...	860
9.7.4 AZIONI SOLAIO A LIVELLO -1 (FONDAZIONE, PIANO DI SCORRIMENTO DELL’ACQUA).....	861
9.7.5 SPINTA STATICA DEL TERRENO.....	864
9.7.6 SPINTA STATICA DELL’ACQUA DI INVASO	867
9.7.7 SPINTA STATICA DOVUTA AL SOVRACCARICO	868
9.7.8 ANALISI STRUTTURALE SISMICA	869
Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma.....	870
Incremento spinta idrostatica in fase dinamica.....	871
9.8 COMBINAZIONE DI CARICO	872
9.8 CRITERI DI VERIFICA	880
9.8.1 ORIENTAMENTO DEGLI ASSI LOCALI PER GLI ELEMENTI SHELL	880
9.8.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	881
Fondazione Pozzo.....	881
Fondazione Pozzo – SLU-SLV.....	881
Fondazione Pozzo – SLE – Quasi Permanente	886
Fondazione Pozzo – SLE – Frequente.....	887

Fondazione Pozzo – SLE – RARA	890
Verifiche	893
Setti perimetrali	897
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLU - SLV	897
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLE - RARA	903
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLE - FREQUENTE	909
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLE – Quasi permanente	915
Verifiche	921
Setti interni vano pompe	937
Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLU - SLV	937
Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLE-RARA	941
Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLE-FREQUENTE	944
Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLE-Quasi permanente	947
Verifiche	951
Solaio quota piano campagna	957
Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLU - SLV	957
Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLE - RARA	961
Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLE - Frequente	963
Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLE – Quasi permanente	965
Verifiche	966
Setti perimetrali CANALE	971
Setti perimetrali CANALE– SLU ed SLV	971
Setti perimetrali – SLE - RARA	973
Setti perimetrali – SLE - FREQUENTE	973
Setti perimetrali – SLE – Quasi Permanente	974
Verifiche	974

Fondazione.....	979
Fondazione – SLU ed SLV	979
Fondazione – SLE - RARA	980
Fondazione – SLE - FREQUENTE	980
Fondazione – SLE – Quasi permanente.....	980
Verifiche.....	982
Pianerottolo di camminamento.....	985
Pianerottolo di camminamento – SLU ed SLV	985
Pianerottolo di camminamento – SLE - RARA	986
Pianerottolo di camminamento – SLE - Frequente.....	987
Pianerottolo di camminamento – SLE – Quasi permanente.....	987
Verifiche.....	987
Setti verticali interni.....	990
Setti verticali interni – SLU ed SLV.....	990
Setti verticali interni – SLE RARA	991
Setti verticali interni – SLE Frequente.....	992
Setti verticali interni – SLE Quasi permanente	993
Verifiche.....	995
9.9 VERIFICA FONDAZIONE COMPENSATA	1000
9.10 RIEPILOGO INCIDENZE	1001

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 compreso tra l’area delle sorgenti e la piana Piana di San Vittorino. Il tratto è riportato nella figura sottostante:

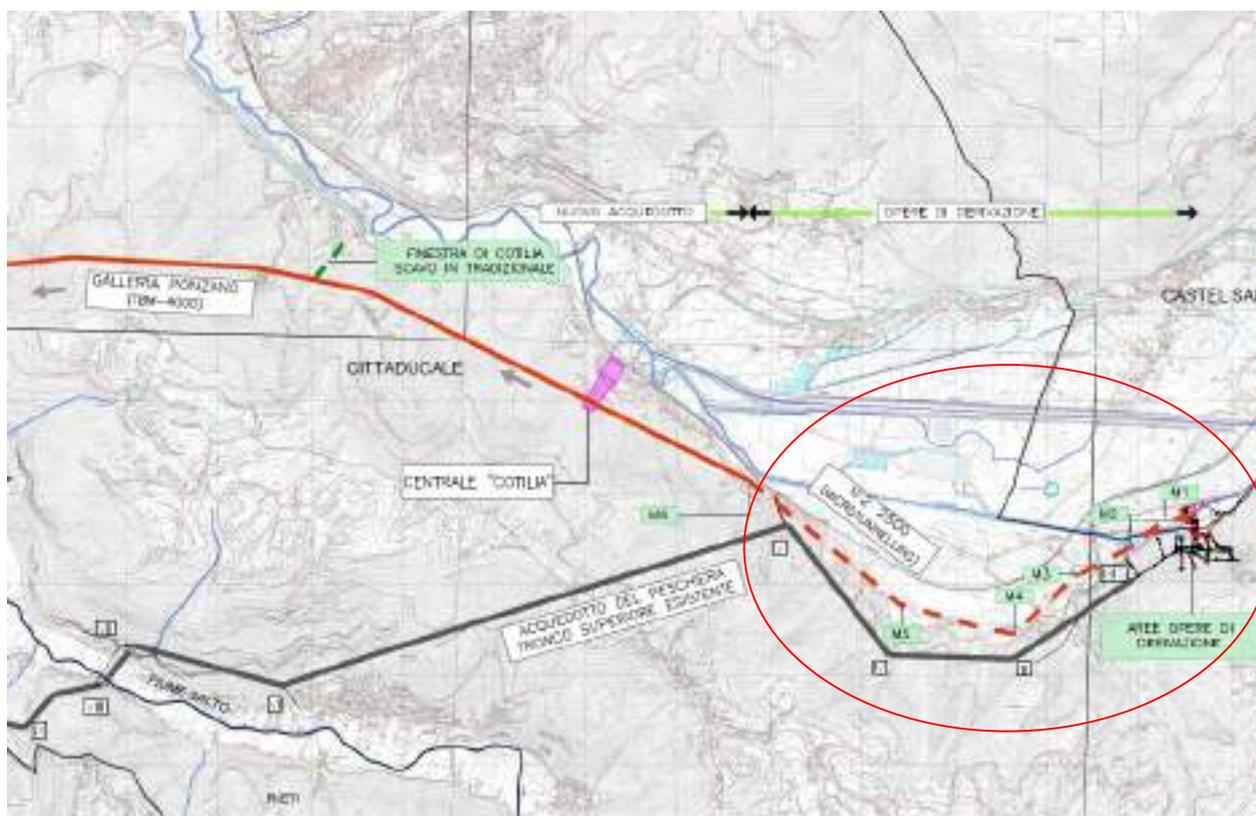


Figura 1-1 - Quadro sinottico delle opere presenti nell’allegato 1

1.1 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

2 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nei paragrafi seguenti viene fornita una descrizione dettagliata delle lavorazioni presenti nell’allegato 1.

2.1 MANUFATTO DI DERIVAZIONE DEL CANALE A CIELO APERTO ESISTENTE

Le acque raccolte dal canale esistente saranno convogliate in un manufatto di nuova realizzazione che sorgerà in prossimità dell’impianto di sollevamento e della soglia esistenti. La realizzazione dell’opera è prevista sfruttando il bypass del canale, che quindi recapiterà le acque più a valle nella fase transitoria di costruzione; lo scavo sarà sostenuto mediante una paratia di palancole metalliche infisse nel terreno, mentre le venute d’acqua dal fondo saranno gestite convogliandole verso un sistema di pompaggio che emungerà le portate filtranti.

L’opera prevista ha pianta rettangolare di dimensioni circa 10.80m x 13.50 m ed un’altezza netta è di 2.90 m, di cui circa 65 cm fuori terra. La parete di monte sarà opportunamente forata in modo analogo al setto della centrale di pompaggio esistente adiacente al sistema di drenaggio, in modo da consentire l’ingresso della portata d’acqua, che sarà sfiorata nel manufatto avvalendosi della soglia già presente. A valle dell’opera, invece, è prevista una paratoia a ventola, in grado di definire la quota di sfioro, in funzione dei livelli idrici di esercizio; parte della portata transitante nel manufatto sarà invece convogliata in uno scatolare con sezione trasversale pari a 1.60 m x 1.60 m che collegherà il manufatto di partenza al Nuovo Manufatto di partenza delle opere di derivazione.

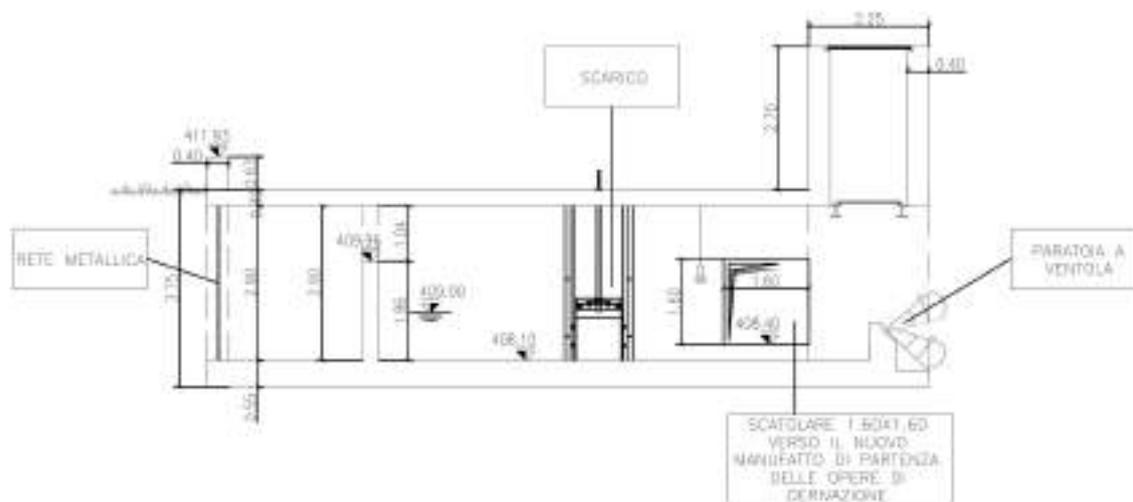


Figure 2-1: Sezione trasversale dell’opera

Alla quota di copertura saranno realizzati dei vani, coperti da un grigliato in acciaio, in cui saranno alloggiati i volantini per consentire le operazioni di manovra degli organi interni al manufatto. Inoltre, la copertura sarà realizzata con un tratto a sbalzo, inglobando l’impianto di sollevamento esistente e creando una zona di stoccaggio dei panconi del manufatto, quando non risultano necessari per la chiusura dei tratti.

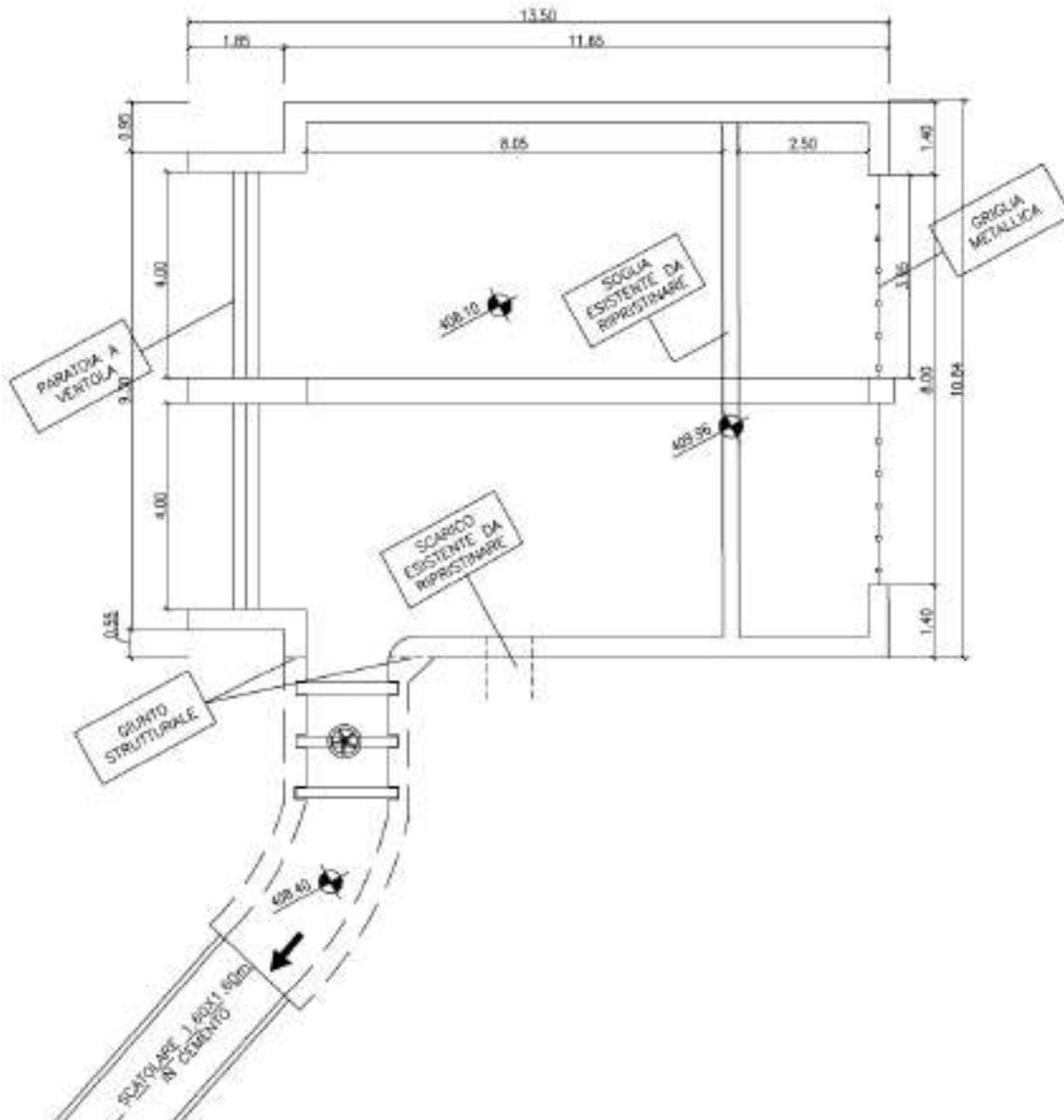


Figure 2-2: Pianta dell’opera

2.2 CANALE DI COLLEGAMENTO E SCARICO TRA LA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO ESISTENTE E IL NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE

Per garantire il passaggio della maggior parte della portata verso il nuovo acquedotto, sarà necessario realizzare un collegamento tra la vasca di accumulo interrata della centrale di pompaggio ed il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione. Il collegamento sarà realizzato gettando in opera uno scatolare di dimensioni interne 4.00 m x 4.00 m che risulterà completamente interrato a meno dei vani di alloggiamento dei volantini degli organi di manovra che permetteranno le operazioni di esercizio direttamente dal piazzale antistante la centrale di sollevamento esistente. Vista la presenza di falda posta nei primi metri di profondità rispetto al piano campagna, per le opere di sostegno provvisionali si prevede l’utilizzo di pali secanti $\Phi 800$ posti ad interasse 0.50m da realizzare con tecnologia esecutiva CSP, al fine di evitare l’utilizzo di fanghi bentonitici per il sostegno del foro, data anche la prossimità alla centrale di sollevamento e la vicinanza alle opere di captazione. I pali previsti avranno lunghezza $L=12m$, saranno connessi in testa per mezzo di un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni pari a 1.20 m x 1.00 m.

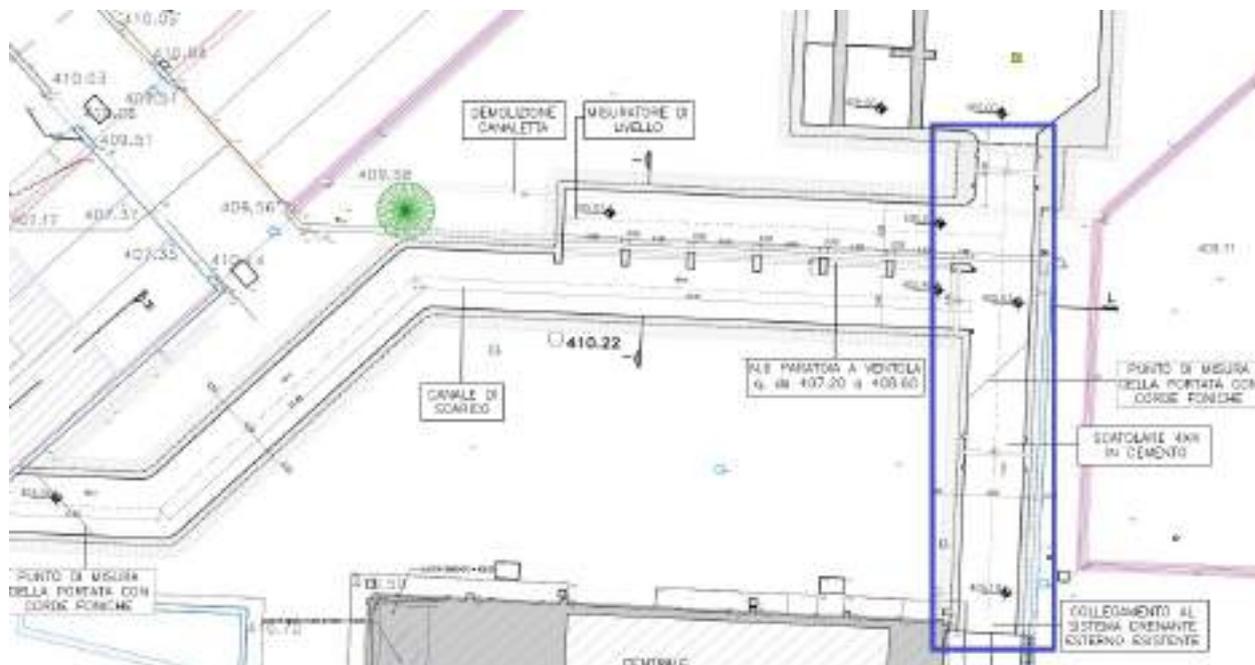


Figura 2.1 – Pianta del canale di collegamento

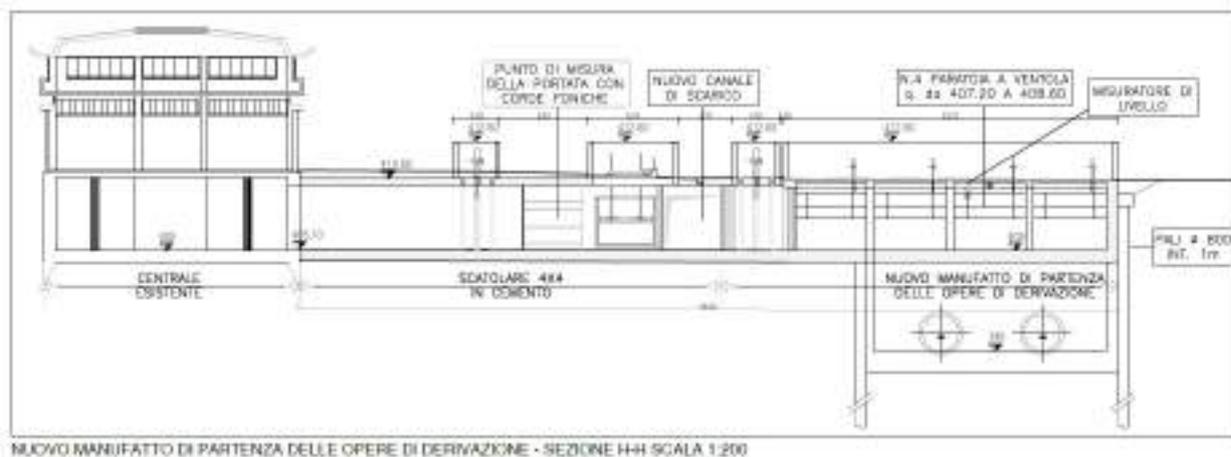


Figura 2.2 – Sezione del canale di collegamento

Tra la centrale di pompaggio esistente ed il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione sarà possibile scaricare l'intera portata derivata dalle opere esistenti prima di essere immessa nelle nuove opere, attraverso un canale di

connessione verso il Rio Peschiera che si svilupperà al di sotto del piazzale antistante alla centrale esistente.

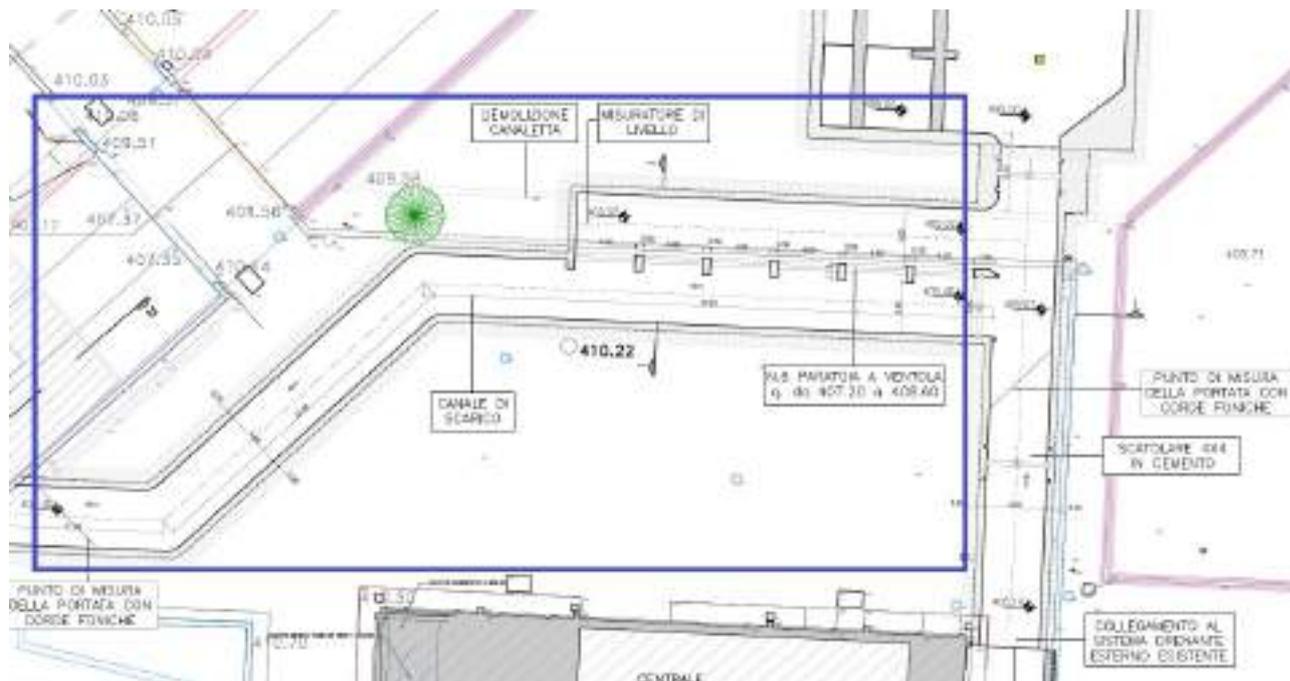


Figura 2.3 – Pianta del canale di scarico

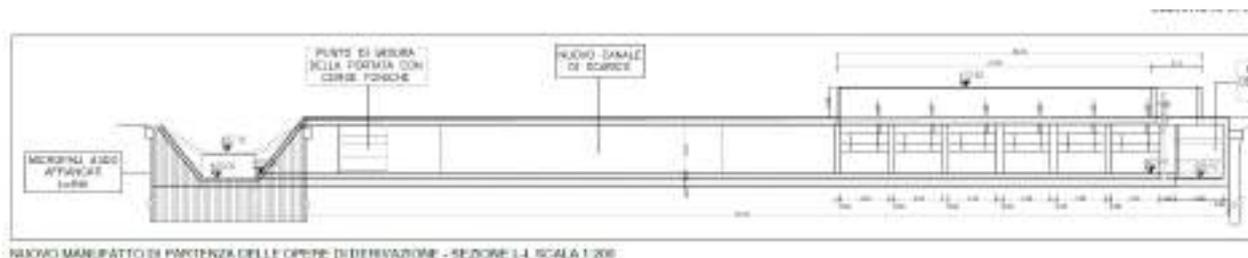


Figura 2.4 – Sezione del canale di scarico

Per la realizzazione del canale si opererà procedendo con uno scavo in subacqueo dopo la realizzazione delle opere di contenimento. A valle dell’installazione della soletta di fondo e la connessione alla paratia di pali secanti CSP, si procederà allo svuotamento dello scavo e alla realizzazione all’asciutto del canale.

Per ovvi motivi di carattere esecutivo e al fine di limitare le interferenze e le vibrazioni indotte sulle strutture esistenti, nella zona in prossimità della vasca della centrale di collegamento, la paratia di pali secanti CSP sarà connessa ai setti in calcestruzzo armato esistenti interponendo una zona impermeabile per scongiurare le venute d’acqua nello scavo tramite iniezioni di miscela acqua-cemento a bassa pressione.

Al fine di garantire un deflusso a pelo libero del canale sia verso lo scarico, sia verso il nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione, la quota di sbocco dello scatolare nel canale deve necessariamente essere posta a quota 405.30 m.s.l.m., che risulta inferiore alla quota attuale di scorrimento del canale esistente (407 m.s.l.m.). Pertanto, sarà necessaria una riprofilatura parziale del fondo del canale per un’estensione di circa 15m fino in prossimità del ponte di ingresso alle sorgenti per mitigarne la differenza di quota.

Per consentire le lavorazioni di riprofilatura del fondo canale, viste anche le portate transitanti, sarà necessaria una deviazione provvisoria dello stesso attraverso la realizzazione di un bypass (denominato *bypass Sud*) che riguarda l’interposizione di una tura di sbarramento e l’aggottamento della portata più a valle dell’intervento; l’operazione di scavo e abbassamento del fondo sarà effettuata inserendo delle paratie di pali in continuità ed analoghe a quelle utilizzate per la posa dello scatolare. Vista l’impossibilità di poter raccordare le quote del canale per l’esiguo sviluppo lineare a valle del ponte di accesso, sarà posizionata una paratia trasversale di micropali $\Phi 300$ di lunghezza 10.00m con la funzione di creare un salto di fondo definitivo, da realizzarsi durante la deviazione provvisoria del flusso idrico nel canale.

2.3 NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE

In affiancamento alla centrale di sollevamento esistente, sarà realizzato il manufatto di partenza delle opere di derivazione: in esso saranno convogliate le portate derivate dal canale esistente (per mezzo di uno scatolare 1.60m x 1.60m) e quelle derivanti dallo scatolare proveniente dalla connessione alla centrale esistente (scatolare con dimensioni nette 4.00m x 4.00).

Il manufatto è costituito da due strutture, una profonda e una superficiale. La struttura profonda, ovvero il pozzo, ha estradosso fondazione a quota 398 m s.l.m ed è posto nella zona a nord-ovest (sinistra) della fondazione. La struttura superficiale in cui convogliano le acque captate, è posta a quota 405 m.s.l.m ed è situata nell’area ad est (destra).

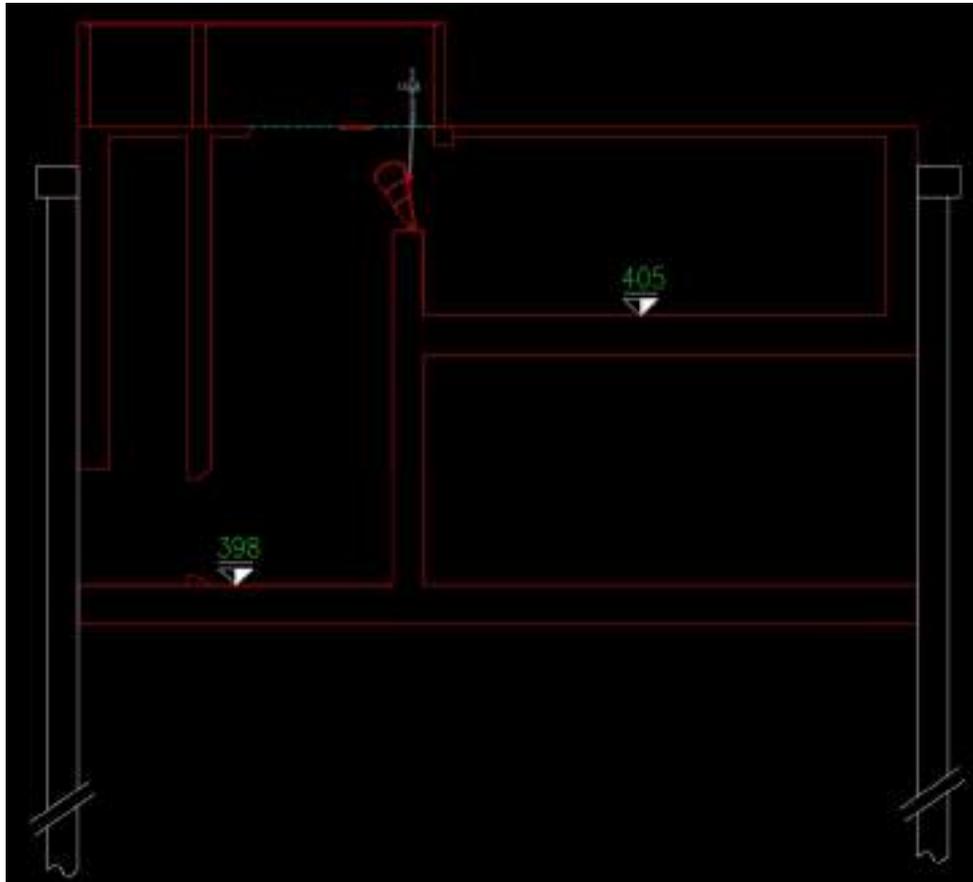


Figure 2-3: Sezione trasversale dell’opera

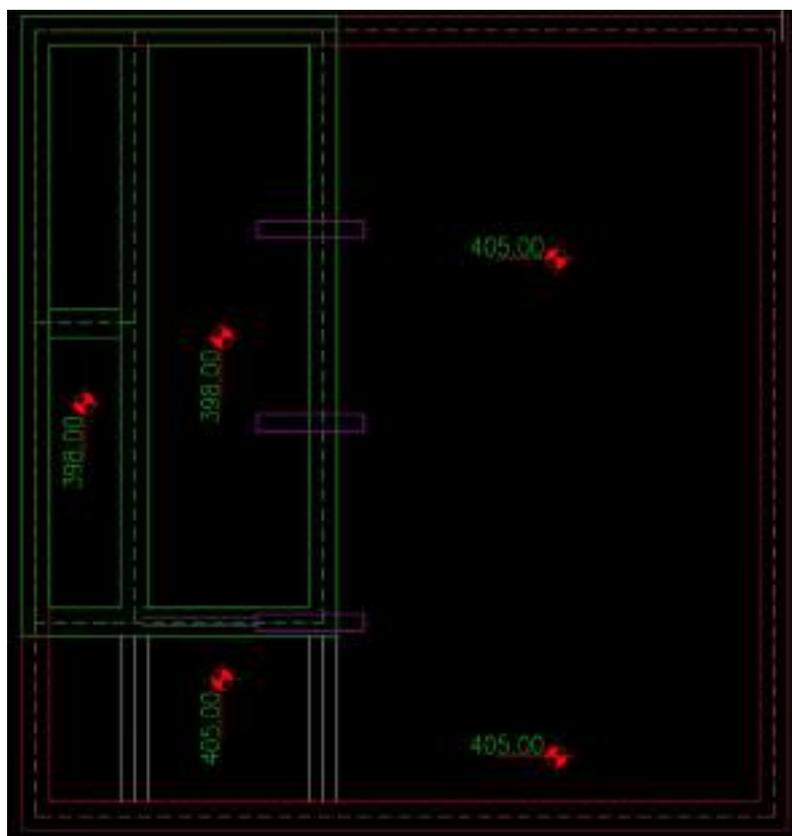


Figure 2-4: Pianta

La realizzazione del manufatto prevede due fasi. Nella fase iniziale, sarà realizzato uno scavo, sostenuto da paratie di pali, di dimensioni in pianta interne pari a circa 23m x 22m e profondità circa 13.50 m da piano campagna. La quota più profonda dell'opera 398m s.l.m., rappresenta il pozzo di arrivo delle due tubazioni DN2500 del microtunneling provenienti dal pozzo di spinta M1; nella fase finale di esercizio invece la quota di 398 m.s.l.m. rappresenta la quota di scorrimento di partenza della portata captata.

A quota 398 m.s.l.m. sarà realizzato un primo piano di fondazione con dimensioni in pianta pari all'intero ingombro dello scavo e spessore della soletta pari a 1.50m. La struttura non ha una forma regolare, infatti, a partire dal piano di fondazione più profondo e limitatamente all'area del pozzo, saranno realizzati dei setti continui fino a piano campagna. Per la rimanente parte sul lato destro della fondazione, si

prevede di ritombare il terreno fino a quota 404m s.l.m dove sarà poi realizzato un secondo piano di posa per la fondazione della struttura superficiale dove convogliano le portate derivate dal canale esistente e quelle derivate dalla centrale esistente.

Pertanto, il manufatto nella fase finale sarà composto da una zona di arrivo delle acque captate, poste a quota 405 m.s.l.m. e una zona di partenza della portata captata a quota di 398 m.s.l.m.

La quota idraulica di invaso sarà governata da un sistema di paratoie a ventola, poggiate su un setto con spessore di 80cm, comandate da volantini azionabili direttamente da piano campagna. Nella parte più profonda, invece, posta a quota 398 m.s.l.m. sarà invasata l’acqua necessaria a far fluire in pressione la portata di esercizio lungo due condotte DN2500 verso M1.

I setti verticali, sia del pozzo sia della camera di invaso superficiale, hanno spessore di 80 cm. Il piano di fondazione più profondo ha spessore di 150cm mentre quello superficiale ha spessore di 100cm. All’incirca a metà distanza tra le due aperture previste per l’arrivo del MT, è prevista la realizzazione di un setto intermedio perpendicolare al setto esterno perimetrale. La copertura della camera di invaso a piano campagna è realizzata da una soletta in c.a. di spessore pari a 30cm che poggia sui setti perimetrali e su tre pilastri interni di dimensioni 50x50cm ed altezza 4.65m. Lato pozzo è invece prevista la realizzazione di una struttura fuori terra avente pareti perimetrali con spessore 60cm e copertura costituita da elementi pressopiegati in alluminio.

Per la realizzazione della soletta di fondo sarà prevista una particolare lavorazione che prevede lo scavo fino alla quota di progetto senza emungimento dell’acqua presente; in seguito, posizionate le armature e fissati degli ancoraggi ai pali tramite barre filettate avvalendosi di squadre specializzate subacquee, si procede al getto subacqueo di una soletta in calcestruzzo, che risulterà opportunamente ancorata lateralmente ai pali, tramite barre filettate già installate. Una volta

impermeabilizzato lo scavo, sarà possibile aggotare l'acqua presente per fasi e posizionare dei telai di contrasto al fine di puntone l'opera di sostegno.

2.4 POZZO DI SPINTA M3

Il pozzo M3 è un pozzo di spinta del Microtunnelling verso due differenti direzioni, rispettivamente verso i manufatti M2 ed M4. Presenta una forma in pianta poligonale con dimensioni massime di circa 23.70 m x 19.00 m. Il piano di posa della fondazione è a circa 14.00m di profondità rispetto al piano campagna.

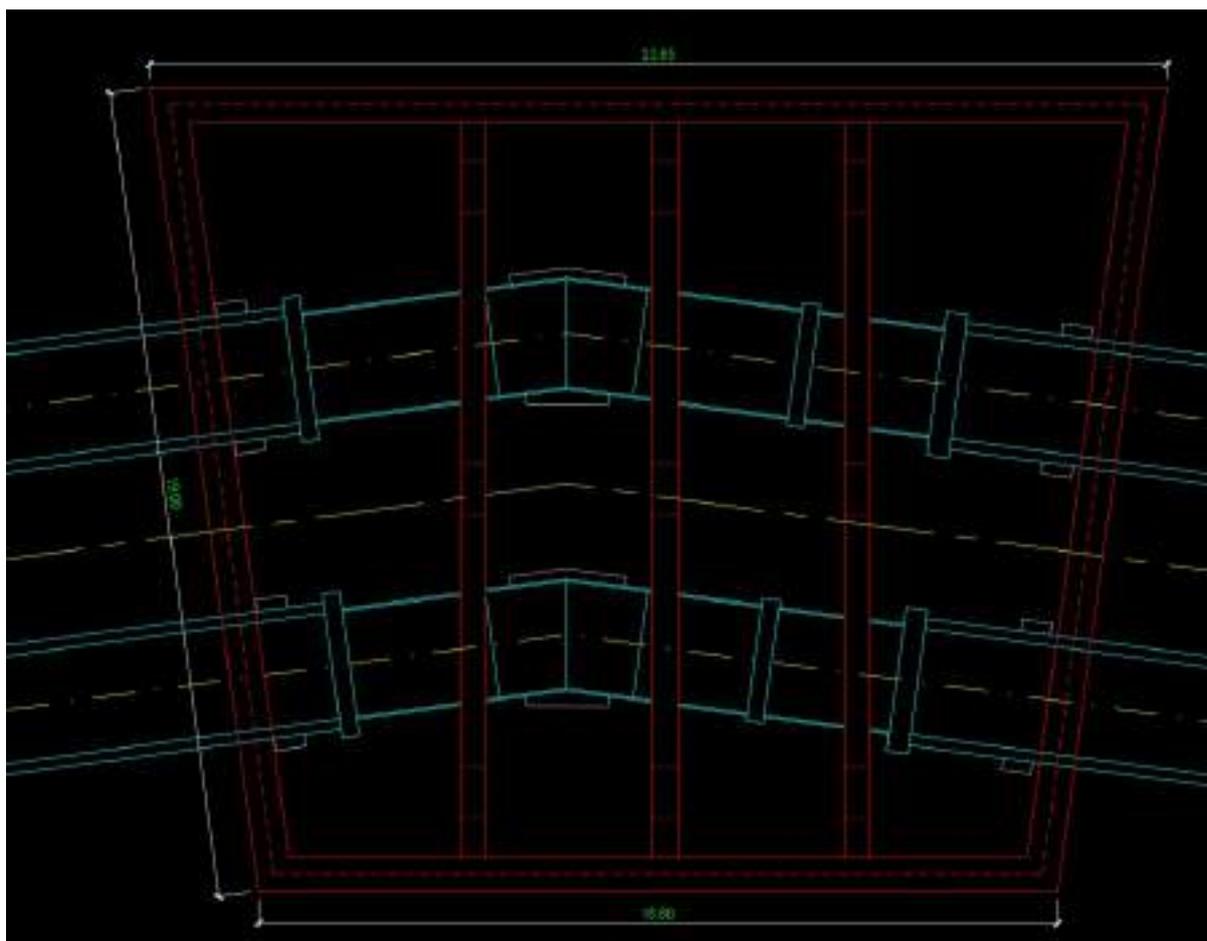


Figure 2-5: Piano di fondazione a quota 395.96m s.l.m.

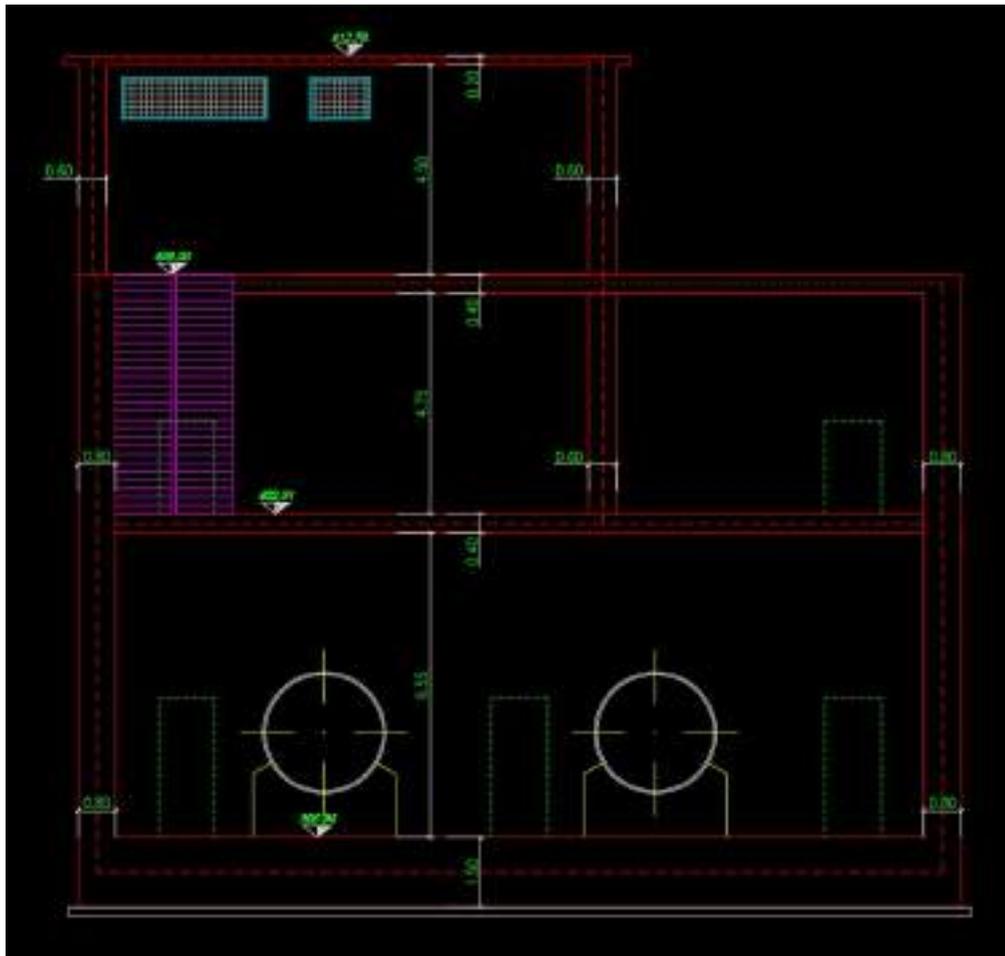


Figure 2-6: Sezione trasversale B-B

Le fasi esecutive dell'opera 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.

Nella configurazione definitiva, il Manufatto M3 presenta un ingombro in pianta a forma poligonale. L'opera si sviluppa su tre livelli, due interrati e uno fuori terra.

I due livelli interrati hanno lo stesso ingombro planimetrico. Il piano di fondazione più profondo è a quota 395.96m s.l.m. ed ha uno spessore di 150cm. L’orizzontamento intermedio è posto a quota 402.91m s.l.m ed ha uno spessore di 40cm. L’orizzontamento a piano campagna è a quota 408.06m s.l.m ed ha spessore di 40cm. Si ipotizza che su tale orizzontamento possano transitare i mezzi.

A livello più profondo (livello -2) si trovano le due condotte del microtunneling DN2500. L’altezza di interpiano è 6.55m. Le pareti perimetrali hanno spessore di 80cm. Sono presenti tre setti interni con spessore di 60cm.

Al livello superiore (livello -1) il solaio presenta tre aperture, due laterali con dimensioni 3.00x2.20m e una centrale con dimensioni 3.00x6.70m. La funzione di tali aperture è quella di poter estrarre i conci della condotta del microtunneling. Sono inoltre presenti tre aperture 70x70cm per garantire, attraverso scale alla marinara, l’accesso al piano inferiore. Le pareti perimetrali interrate hanno sempre spessore di 80 cm. In corrispondenza del solaio a livello -1, il setto centrale interno si interrompe e proseguono fino al solaio a piano campagna solo i due setti interni laterali. L’altezza di interpiano è 4.75m.

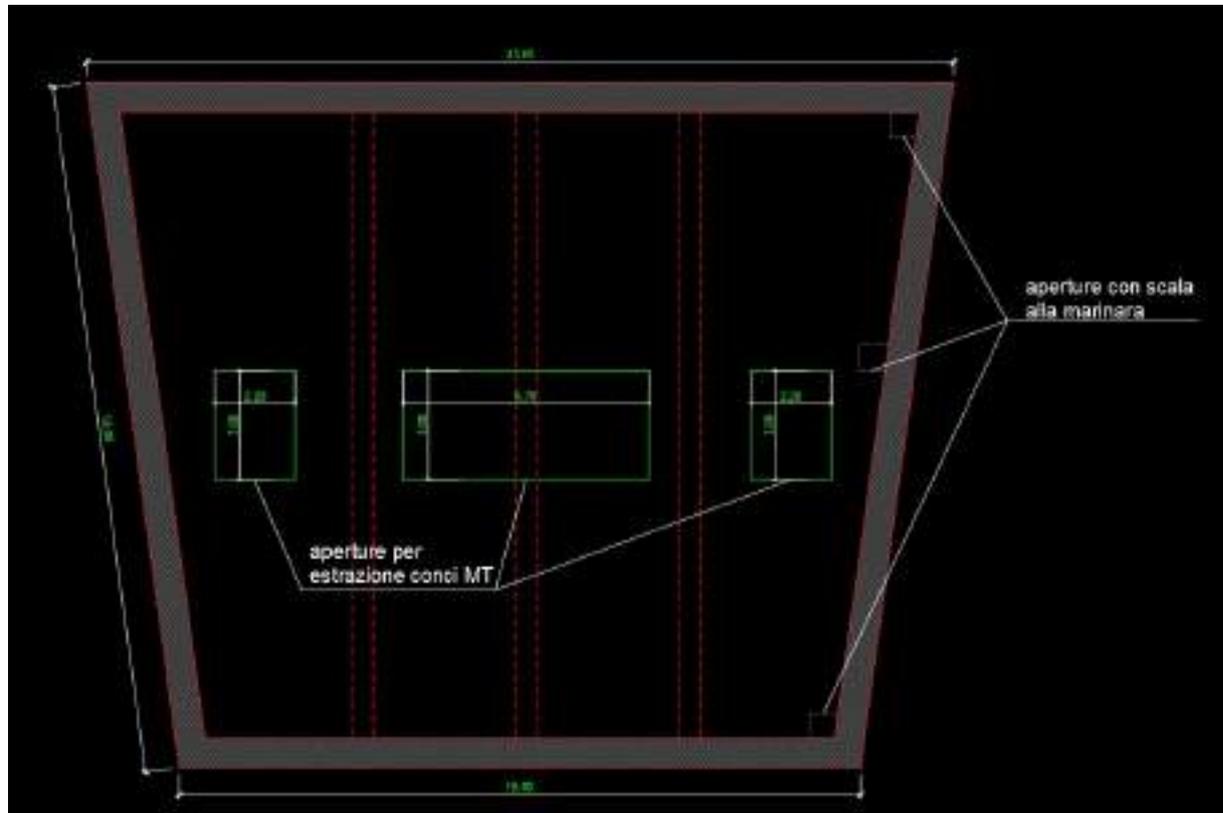


Figure 2-7: Piano intermedio a quota 402.91m s.l.m.

In corrispondenza del solaio a piano campagna, allineate verticalmente con le aperture inferiori e con dimensioni analoghe, sono presenti tre aperture per l'estrazione dei conci del MT. L'accesso dall'esterno al manufatto è garantito per mezzo di un'apertura laterale di dimensioni 1.20x2.00m. Al fine di garantire l'accessibilità al livello inferiore, è prevista la realizzazione di un vano scale con dimensioni 5.10x2.50m. L'altezza di interpiano è 4.50m.

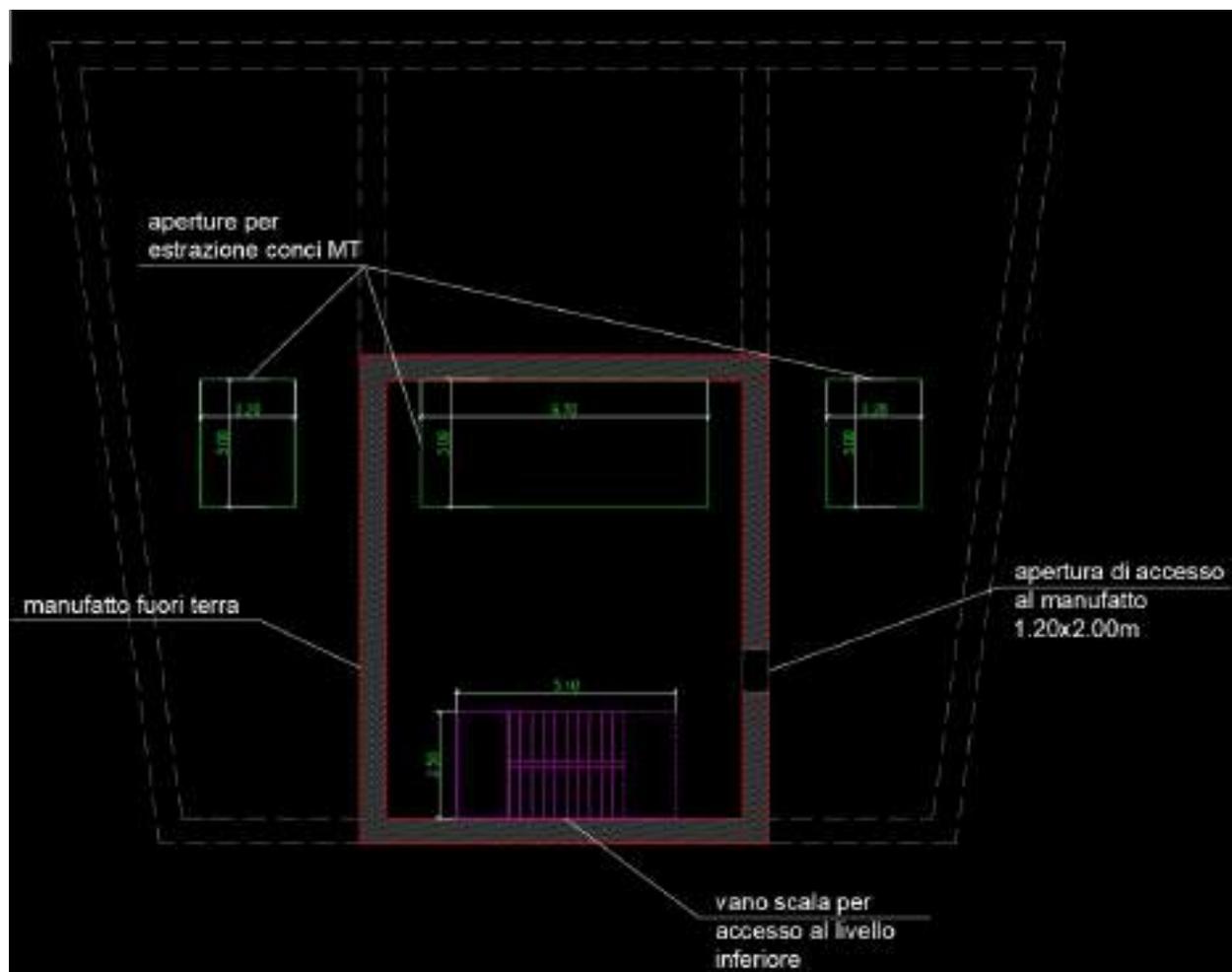


Figure 2-8: Piano campagna a quota 408.06m s.l.m.

Infine, il solaio di copertura della struttura fuori terra, avente spessore di 20cm, è realizzato con una soletta piena in c.a. e presenta un'unica apertura centrale al di sopra della quale saranno disposti moduli in lega di alluminio. La copertura fuori terra è a quota 412.76m s.l.m.

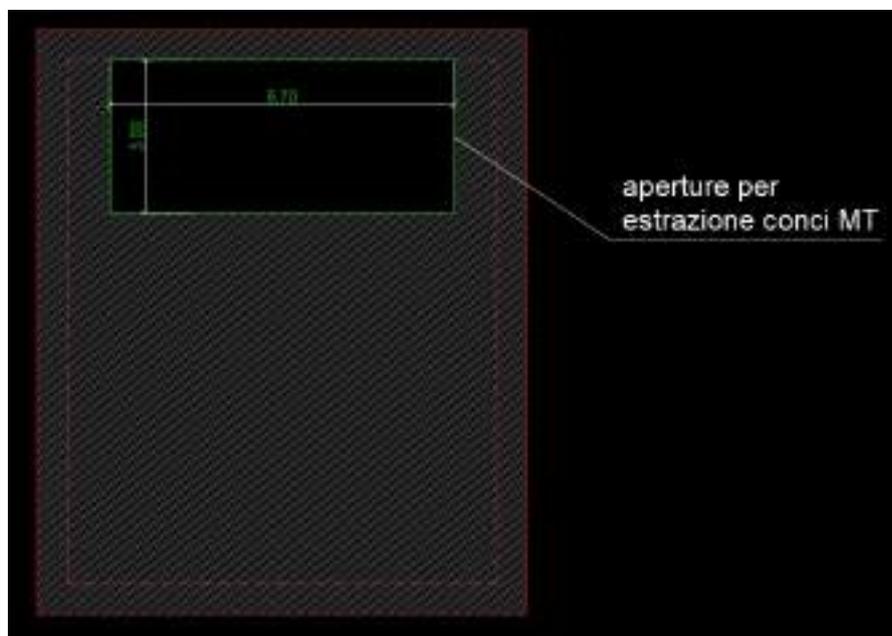


Figure 2-9: Piano campagna a quota 412.76m s.l.m.

2.5 POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL'ACQUEDOTTO

Il pozzo di arrivo M6 rappresenta l'ultimo vertice delle tubazioni in microtunneling che attraversano la piana di San Vittorino. Le dimensioni del pozzo in fase di arrivo della testa fresante sono indicativamente 17.00m x 16.00m, mentre il fondo dello scavo è posto a 395.02-1.00 (spessore fondazione) -0.20 (spessore magrone) = 393.82 m.s.l.m. La falda è a quota 401m s.l.m. La TBM DN4000, che inizia lo scavo nei pressi delle opere di sostegno di approccio nei pressi del manufatto di monte della valle del Salto (Salto 1), sbocca nei pressi del versante su cui sorge il manufatto e da quel punto può essere recuperata.

Le fasi esecutive dell'opera prevedono, la realizzazione di opere provvisorie a sostegno dello scavo, propedeutiche alla realizzazione del Manufatto M6. Dopo le fasi di scavo, il pozzo creato riceverà le teste fresanti delle tubazioni posate con la tecnica del microtunneling. In seguito, dallo sbocco della galleria Ponzano,

realizzato sul versante con delle opere provvisorie (poste a quote superiori rispetto alle precedenti), sarà fatta uscire la testa fresante della macchina e infine realizzato il manufatto, che nella sua configurazione definitiva rappresenta il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto e connette le due tubazioni DN2500 con la galleria Ponzano DN4000 posta a quota di scorrimento 403.81 m.s.l.m, attraverso un vano allungato che convoglia verso valle nella galleria Ponzano le acque provenienti da monte non appena il livello d’acqua invasato sfiora al di sopra della soglia fissa realizzata in cemento armato e sagomata opportunamente.

Dal punto di vista strutturale, l’opera è quindi costituita da due corpi separati da un giunto strutturale: un primo corpo più profondo, ovvero il pozzo di arrivo del microtunneling e, un secondo corpo più superficiale con forma allungata che funge da collegamento tra il pozzo e la galleria del Ponzano.

Il pozzo ha dimensioni in pianta di 17.00x16.00 e presenta un volume interrato e una parte fuori terra. L’altezza del volume interrato è di 14.80m e va da piano campagna 408.61 m .s.l.m al piano di posa della fondazione 393.82m s.l.m. ed è costituito da pareti perimetrali verticali con spessore variabile da 80cm ad 1.00m. Nella parte interrata sono presenti due camere di invaso separate da due locali adibiti a locale pompe e locale saracinesche con spessore delle pareti pari a 40cm. I due locali di invaso e i locali pompe e saracinesche, non coprono l’intera superficie della fondazione ma sono disposti su circa metà superficie. Al di sopra della parte non occupata dai locali si prevede un riempimento fino a quota 402.61m s.l.m (piano di posa del vano allungato). L’altezza della parte fuori terra è di 8.20m e va dal piano campagna 408.61 m.s.l.m ad estradosso copertura 416.82m s.l.m. L’orizzontamento a piano campagna che divide appunto la parte interrata da quella fuori terra ha spessore di 30cm. Le pareti verticali della parte fuori terra hanno spessore di 80cm. La copertura è costituita da elementi prefabbricati a pi greco.

Nel manufatto si accede dall’alto. 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 11.20m mentre la quota di falda misurata è a 401m s.l.m.

Il secondo corpo della struttura presenta una forma allungata in pianta, una sorta di trapezio avente il lato corto trasversale di circa 10.45m e i due lati lunghi (paralleli all’asse dell’elemento) con dimensioni di 38m sul lato più lungo e 36m sul lato più corto. La fondazione ha spessore di 1.00m mentre le pareti verticali hanno spessore variabile da 80cm ad 1.00m. Il piano di posa della fondazione è a quota $403.81 - 1.00 - 0.20 = 402.61$ m s.l.m. A 5.00m da piano di scorrimento dell’acqua sono presenti dei camminamenti in calcestruzzo aventi spessore di 30cm incastrati alle pareti perimetrali e a dei setti verticali con spessore di 50cm che hanno lo scopo di facilitare il flusso idraulico. In condizioni di esercizio la struttura presenta un battente permanente di 2.40m. In questo caso la falda non è interferente con la struttura. Il corpo in oggetto risulta per lo più interrato. La copertura è a quota 412.62 m s.l.m. ed è costituita da elementi prefabbricati a pi greco orditi nella dimensione più corta.

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo armato

Per la scelta della classe di esposizione delle strutture, si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle norme EN 206 e UNI 11104. Per le vasche contenenti liquidi la Classe di Esposizione Ambientale minima prevista è la: XA2 → Rck minima C32/40. Per i manufatti interrati di progetto, ove non espressamente indicato, è previsto un copriferro nominale pari a 50 mm.

- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 33646 \text{ N/mm}^2$
- Peso di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$

3.2 Barre di armatura

Saranno utilizzate barre di armatura ad aderenza migliorata B450C in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018 con le seguenti caratteristiche:

- 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) $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s = 1.15$
- Tensione di Snervamento di calcolo $f_{yd} = 391 \text{ Mpa}$

3.3 Calcestruzzo magro per getti di pulizia

Si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo con classe di resistenza C12/15.

4 MANUFATTO DI DERIVAZIONE

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del Nuovo Manufatto di derivazione nell'area delle sorgenti. L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

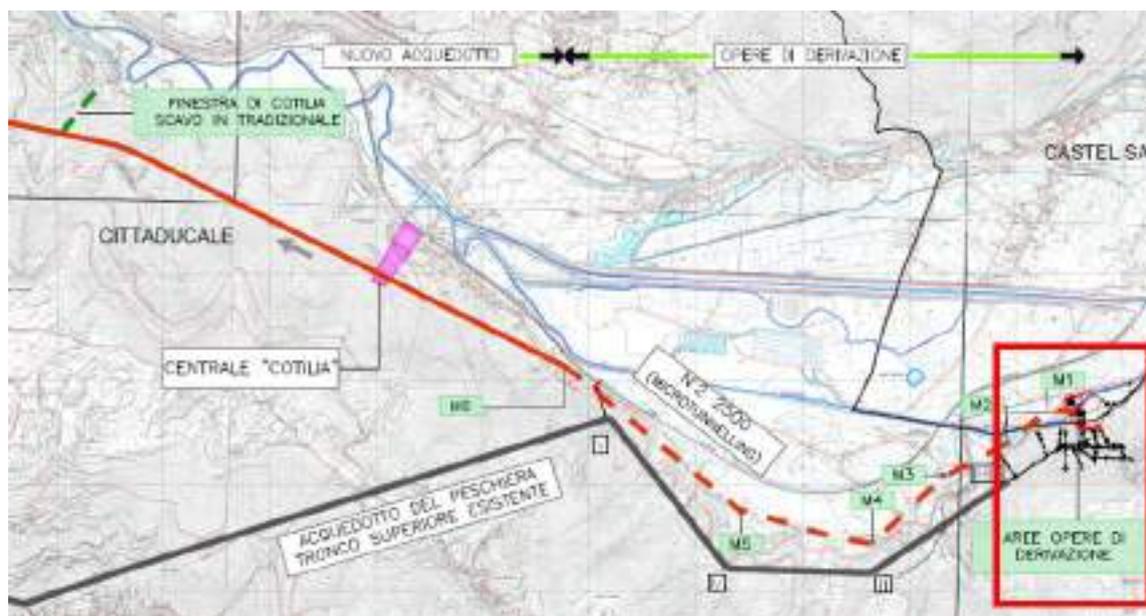


Figure 4-1: Ubicazione del Nuovo Manufatto di Derivazione

4.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, è stato utilizzato il seguente software di calcolo:

Sofistik SSD Service Pack 2020-10 Build 1690:



Figure 4-2: Licenza Sofistik

4.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figure 4-3: Ubicazione sondaggio di riferimento S0

Nella figura seguente viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

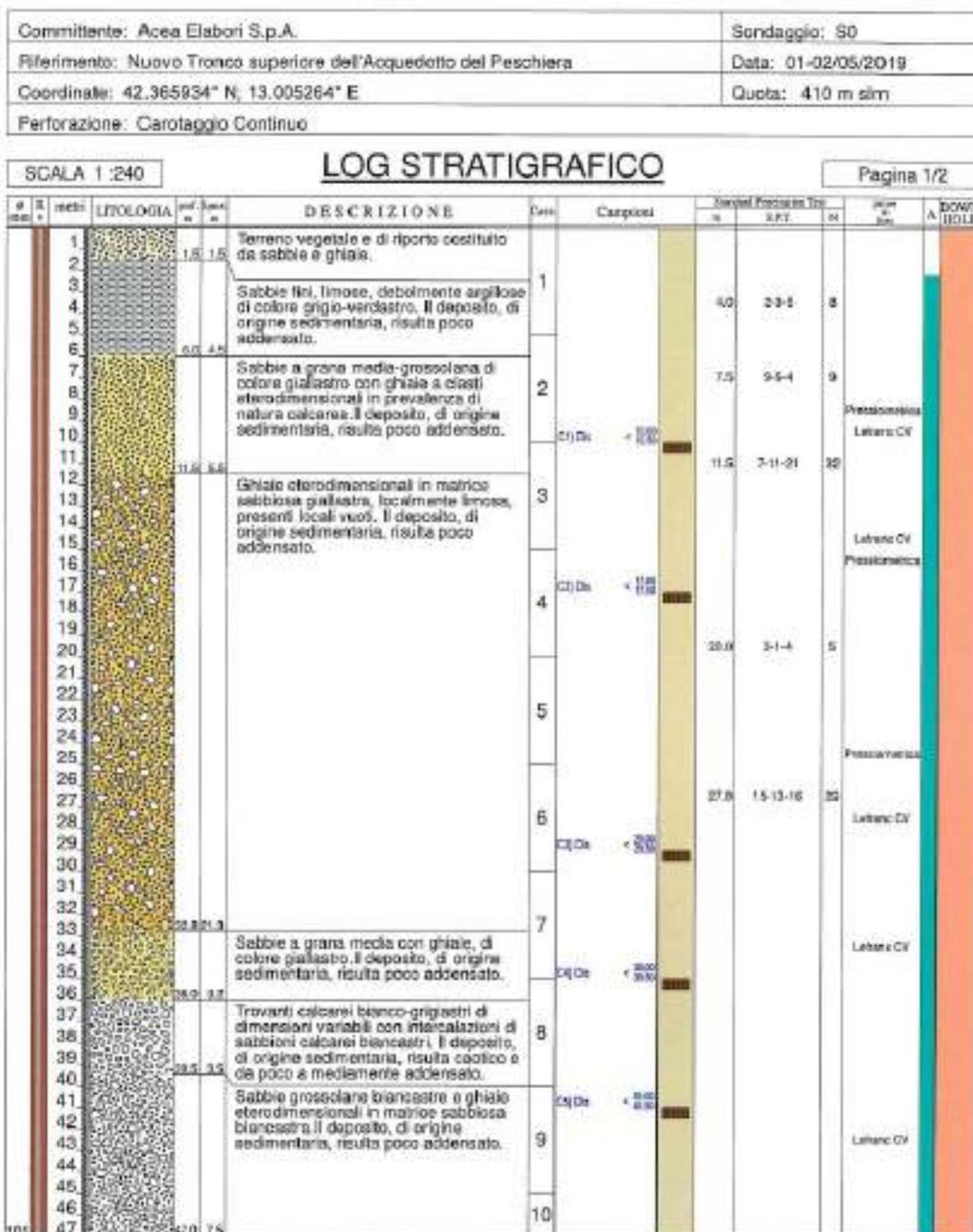


Figure 4-4: Scheda stratigrafica del sondaggio S0

4.2.1 Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (Standard Penetration Test), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N ₆₀
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

Figure 4-5: Risultati prove SPT - Sondaggio S0

4.2.2 Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Identificazione			Caratteristiche fisiche							Limiti di consistenza				Comportamento			Capacità			Stabilità						
Base m	Cassa m	Profondità m	W %	F color	Tex color	Fin color	Ly color	Indice num.	Plac %	Sh %	LL %	LP %	IP %	IC %	U _{max} %	U _{lim} %	U _{lim} %	U _{lim} %	σ _v kPa							
S0	C1	16.00 - 16.90	22.3				28.0				24.0	28.1	4.8	0.51	8.3	47.6	21.7	3.9								
S0	C2	17.00 - 17.90	16.4				26.4								61.9	34.0	2.6	1.8								
S0	C3	19.00 - 19.90	18.9				28.3								61.6	38.7	3.1	1.3								
S0	C4	35.00 - 35.90	24.3				25.3								33.2	59.4	3.8	1.8								
S0	C5	41.00 - 41.90	18.8				26.3								27.3	38.4	2.6	1.7								

Figure 4-6: Risultati delle prove di laboratorio

Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_s (kN/m ³)	v_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
0,0 - 5,5	Terrano vegetale a di riporto a sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	18,0	190	25	0	2,0
5,5 - 11,5	Sabbia a grana media grossolana con ghiaie sterodimensionali	18,5	421	30 - 32	0	4,0
11,5 - 22,5	Ghiaie sterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19,0	600	33 - 36	0	6,0 - 16,0
22,5 - 32,5		19,0	470			
32,5 - 36,0		18,5	546			
36,0 - 40,5	Sabbie grossolane e ghiaie sterodimensionali calcaree	19,5	678	35 - 38	0	10,0 - 12,0
40,5 - 45,0		19,5	415			
45,0 - 52,5	Ghiaie sterodimensionali in matrice sabbiosa	19,5	600	35 - 38	0	12,0 - 14,0
52,5 - 60,0	Trovanti calcarei sterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20,0	700	38	0	14,0 - 16,0
> 60,0	Calcani microidici a ridotta componente marosa	26,0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

Categoria di Sottosuolo: C (286 m/s)

*Valore riferito alla frazione fine

Figure 4-7: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo

4.2.3 Prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico down-hole viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Profondità	V _s medio	V _s medio	g medio	n _i medio	G medio	E _d medio	E medio	E _x medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(km/sec)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	94.40	14.44	0.22	4.36	12.34	10.83	6.34
5.58	172.41	182.14	18.27	0.24	62.13	259.72	166.83	176.89
11.86	875.87	420.91	26.98	0.35	378.95	1640.91	1823.06	1135.64
22.88	1236.81	590.56	21.72	0.35	796.14	3387.06	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	476.08	26.09	0.38	472.78	2376.18	1309.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3896.40	1885.69	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.64	902.07	413.8	21.13	0.37	372.84	1754.87	1617.93	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=10.00 m): 256.4
Categoria del suolo C

Figure 4-8: Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

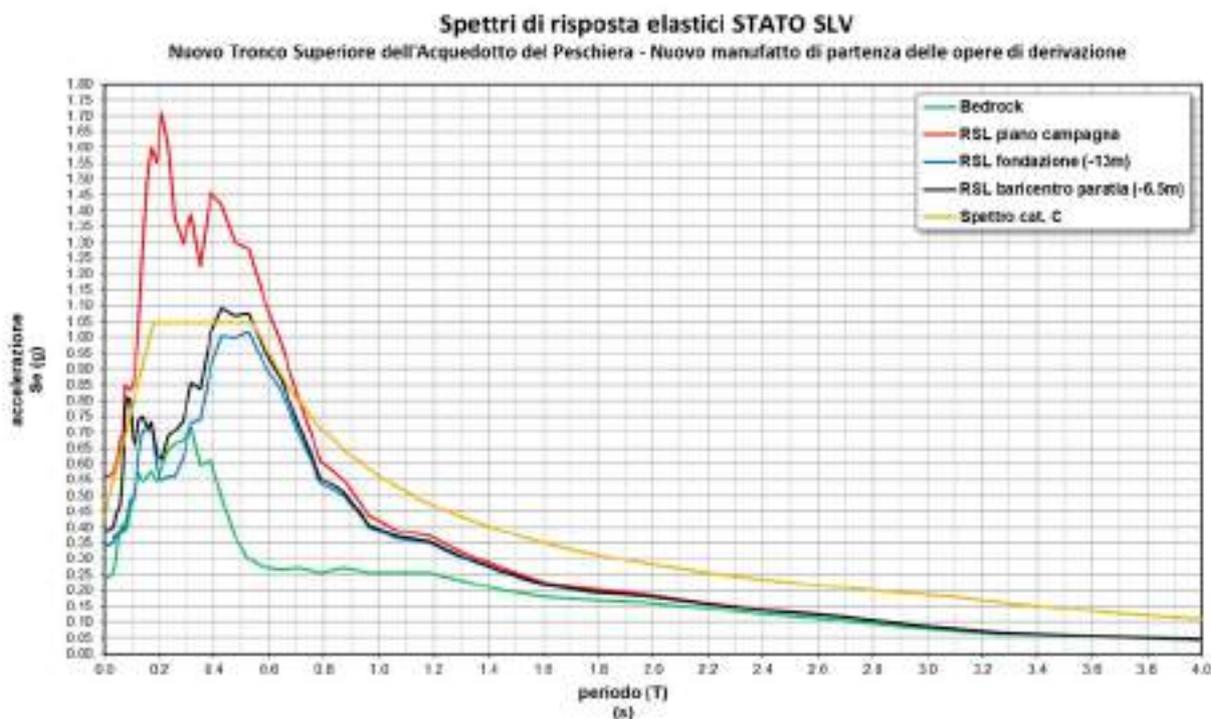
4.3 INQUADRAMENTO SISMICO

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: 13.005226°
Lat: 42.365998°
- Quota Zero sismico: 410m 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:



4.4 SCHEMA DI CALCOLO

La struttura è stata modellata per mezzo del software ad elementi finiti Sofistik mediante elementi *plate and shell* per gli elementi strutturali quali muri, platea di fondazione e soletta di copertura, e elementi *beam* per elementi quali travi e pilastri. Di seguito il modello FEM della struttura:

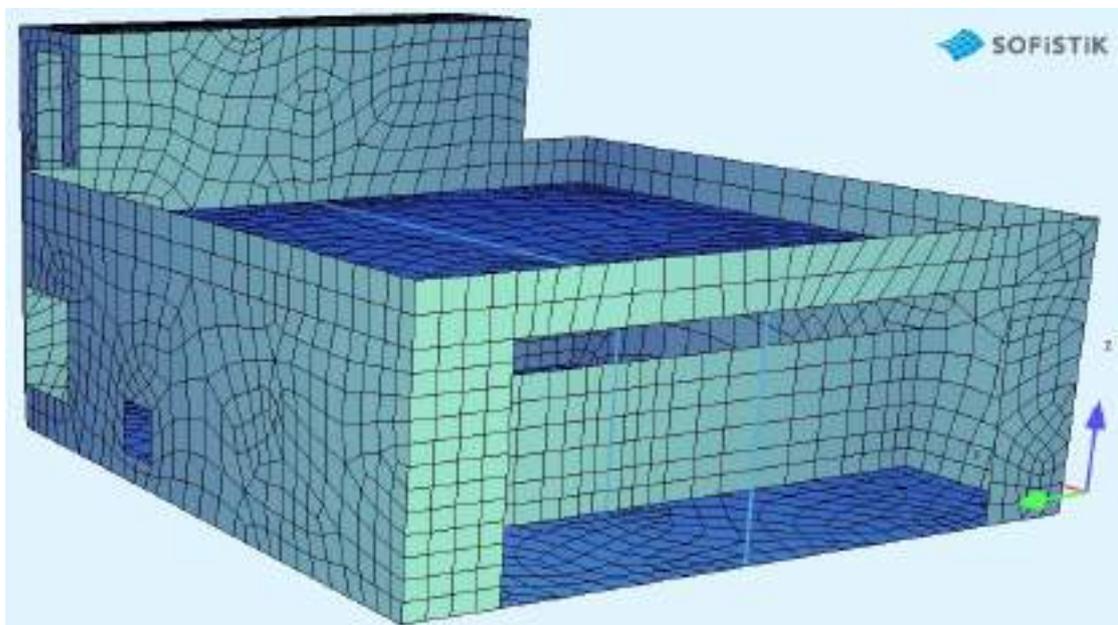


Figure 4-9: Vista estrusa del modello lato valle

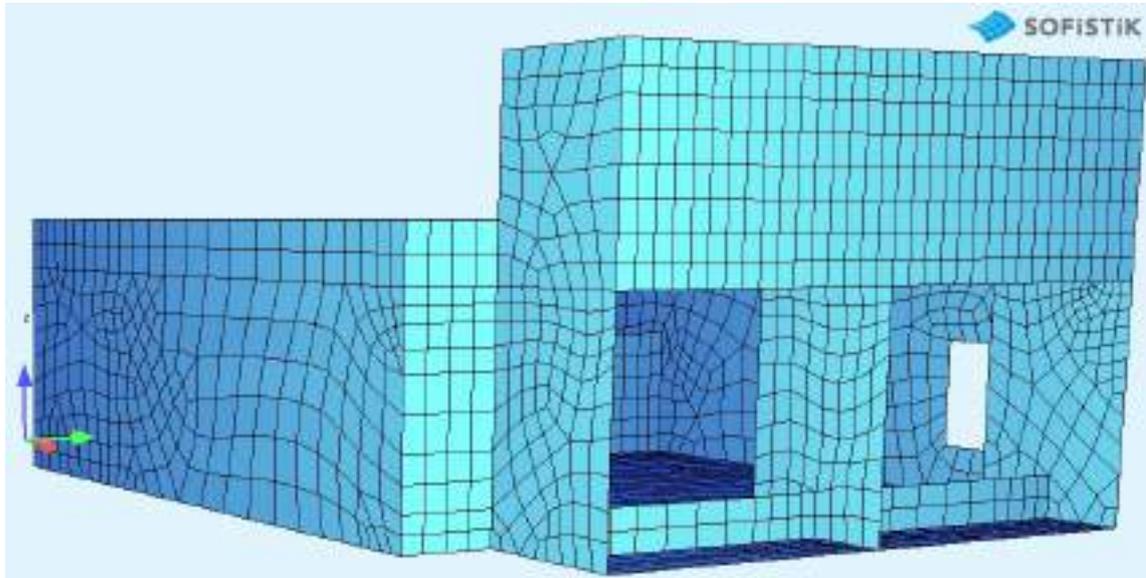


Figure 4-10: Vista estrusa del modello lato monte

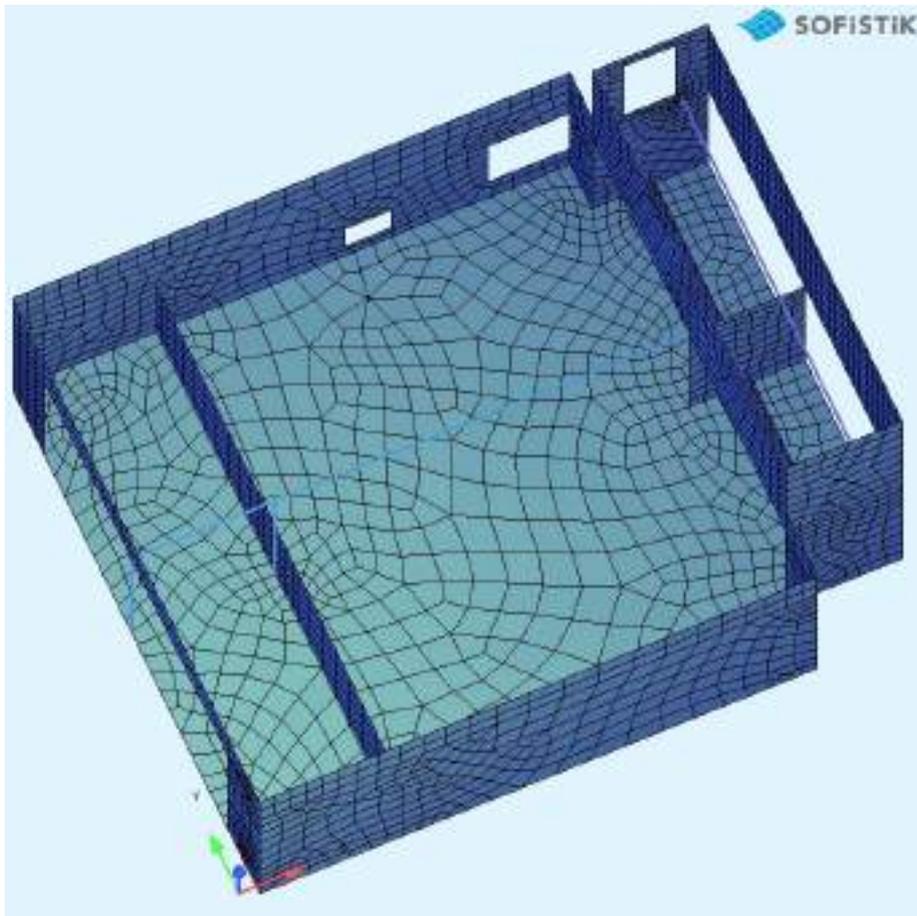


Figure 4-11: Vista estrusa del modello senza solaio

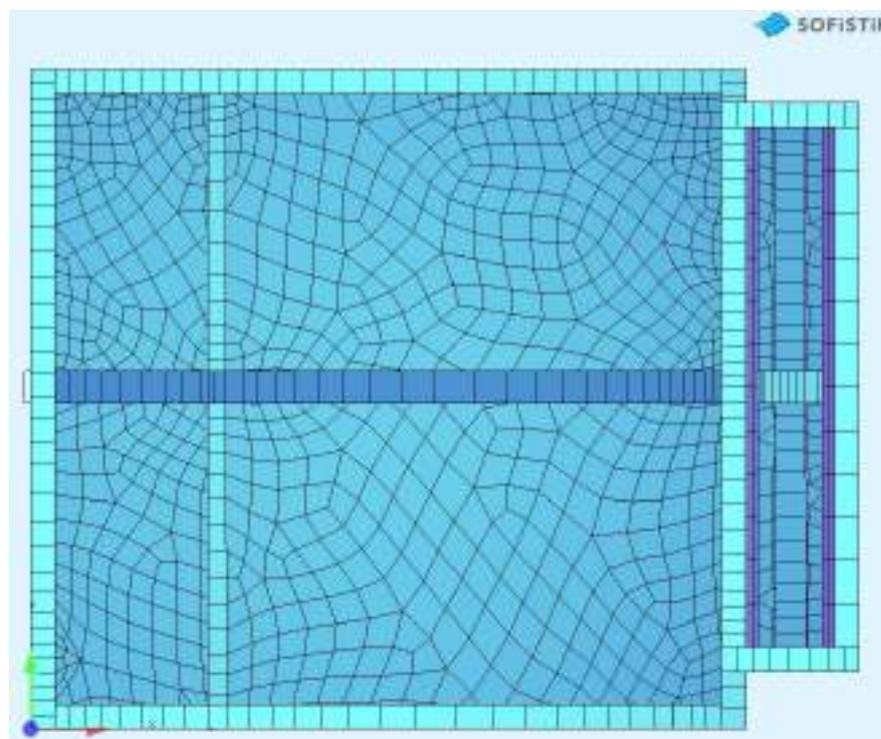


Figure 4-12: Vista dall'alto

4.4.1 Modellazione strutturale

L'analisi della struttura è condotta con il programma di calcolo agli elementi finiti Sofistik Service Pack 2020-10 Build 1690, seguendo quanto specificato nelle NTC-18.

La platea di fondazione, la soletta e le pareti sono modellati con elementi tipo shell invece gli elementi quali travi e pilastri sono modellati con elementi tipo beam.

La soletta di fondazione poggia su suolo elastico alla Winkler.

Il modello di calcolo ha le seguenti dimensioni in pianta 13.50 x 10.80m.

Gli elementi modellati (shell e beam) vengono suddivisi in gruppi in modo da avere una più pratica gestione dell'attribuzione delle proprietà (materiali, coefficienti, ecc.) ed una visione più efficiente in sede di verifica.

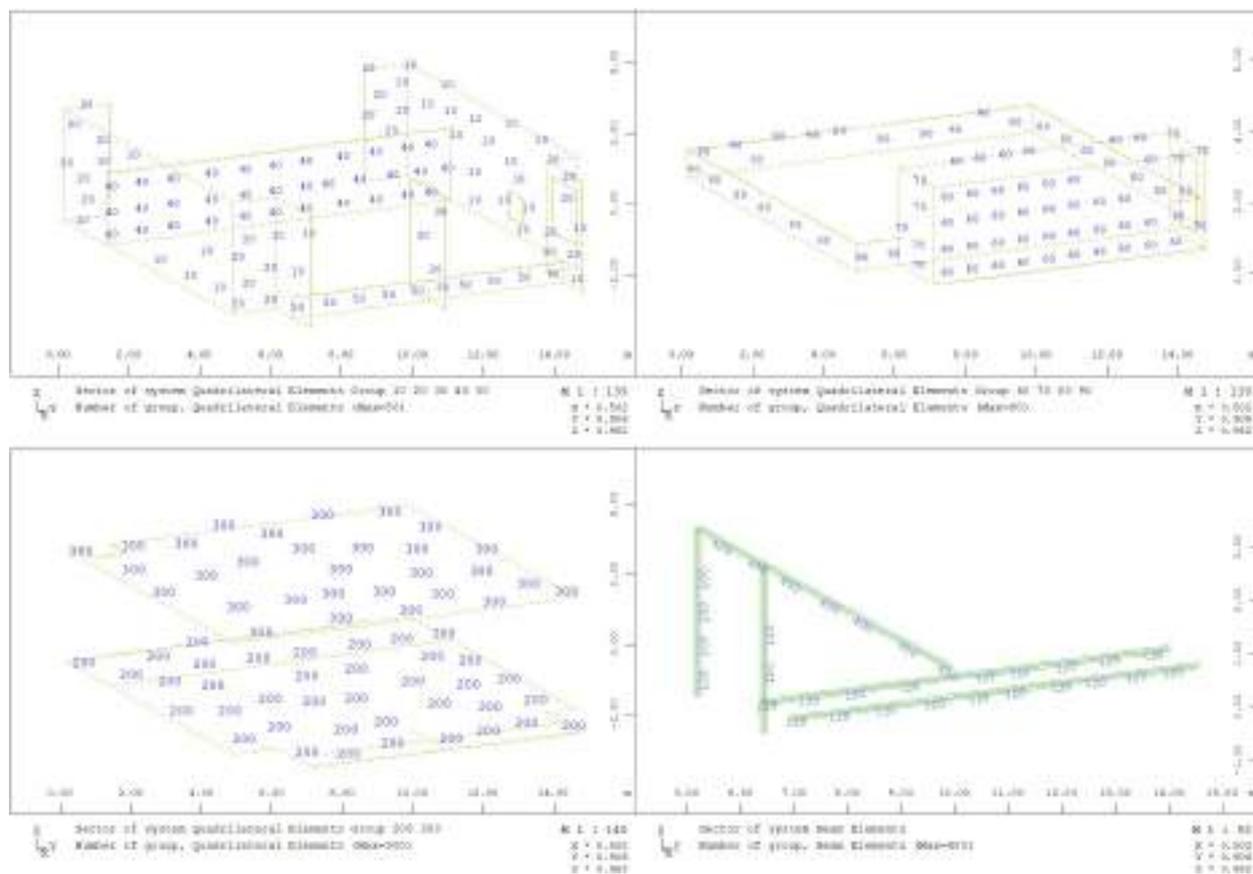


Figure 4-13: Grappi modello strutturale

Si riportano in forma tabellare i gruppi presenti nel modello:

Descrizione elemento	Gruppo
Soletta di fondazione	200
Soletta di copertura	300
Parete interrata perimetrale direzione x	10
Parete interrata perimetrale direzione y	20
Setto direzione x	30
Setto invaso y	40
Muretto reggi paratoia	50

Pareti fuori terra camera manovra valvola direzione y	60
Pareti fuori terra camera manovra valvola direzione x	70
Parete fuori terra perimetrale direzione x	80
Parete fuori terra perimetrale direzione y	90
Pilastro 50x50	100
Pilastro 30x50	110
Trave 80x50	400
Travi HEB-200 (camminamento)	120

4.5 ANALISI DEI CARICHI

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

4.5.1 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.).

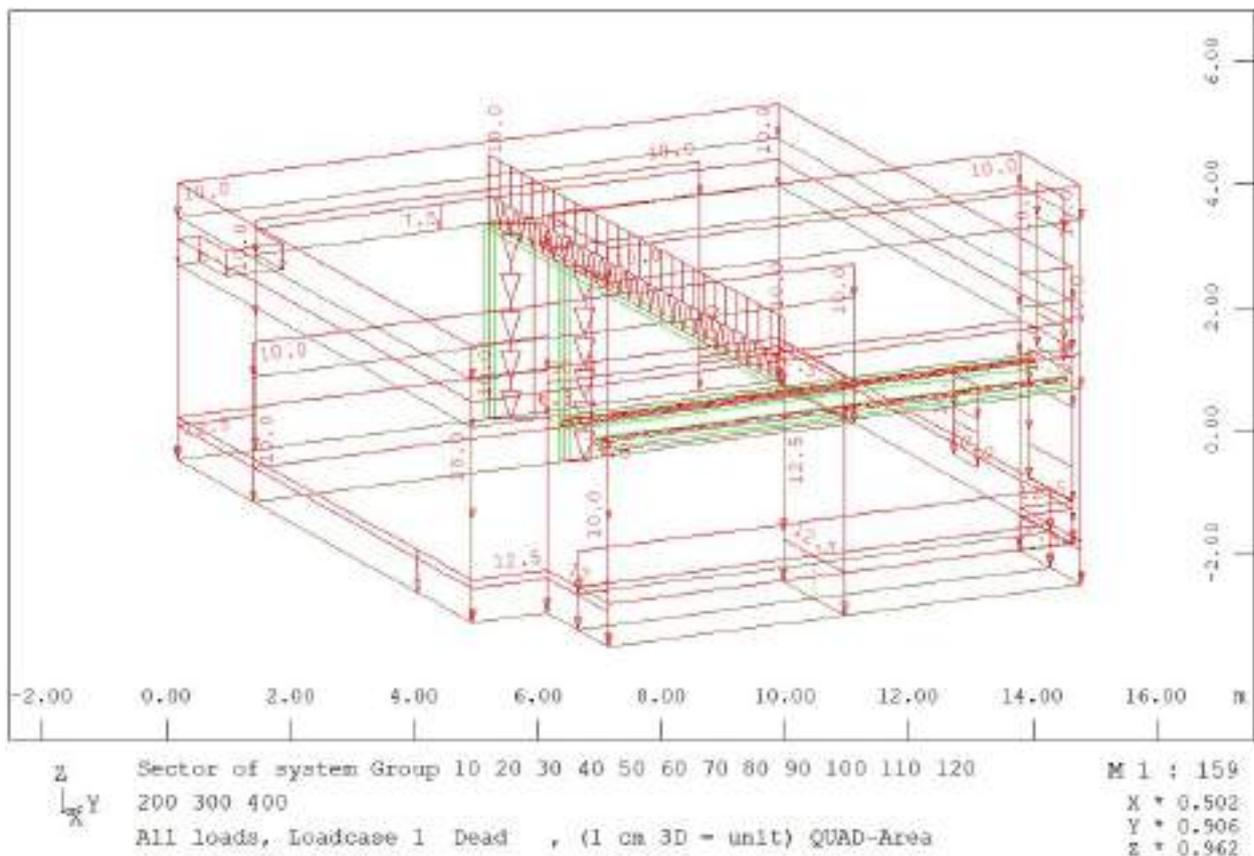


Figure 4-14: Peso proprio struttura

4.5.2 Azioni in copertura

Si distinguono di seguito le azioni applicate alla copertura per la struttura fuori terra a quota piano campagna e le azioni applicate alla copertura metallica della struttura fuori terra dei vani dove alloggianno i volantini per consentire le operazioni di manovra degli organi interni al manufatto.

Copertura struttura fuori terra

PESO PROPRIO

La copertura della struttura fuori terra sarà realizzata con moduli in lega di alluminio per i quali è stato considerato un peso di 0.15 kN/m^2 secondo indicazioni del produttore. Si riporta di seguito l'applicazione al modello:

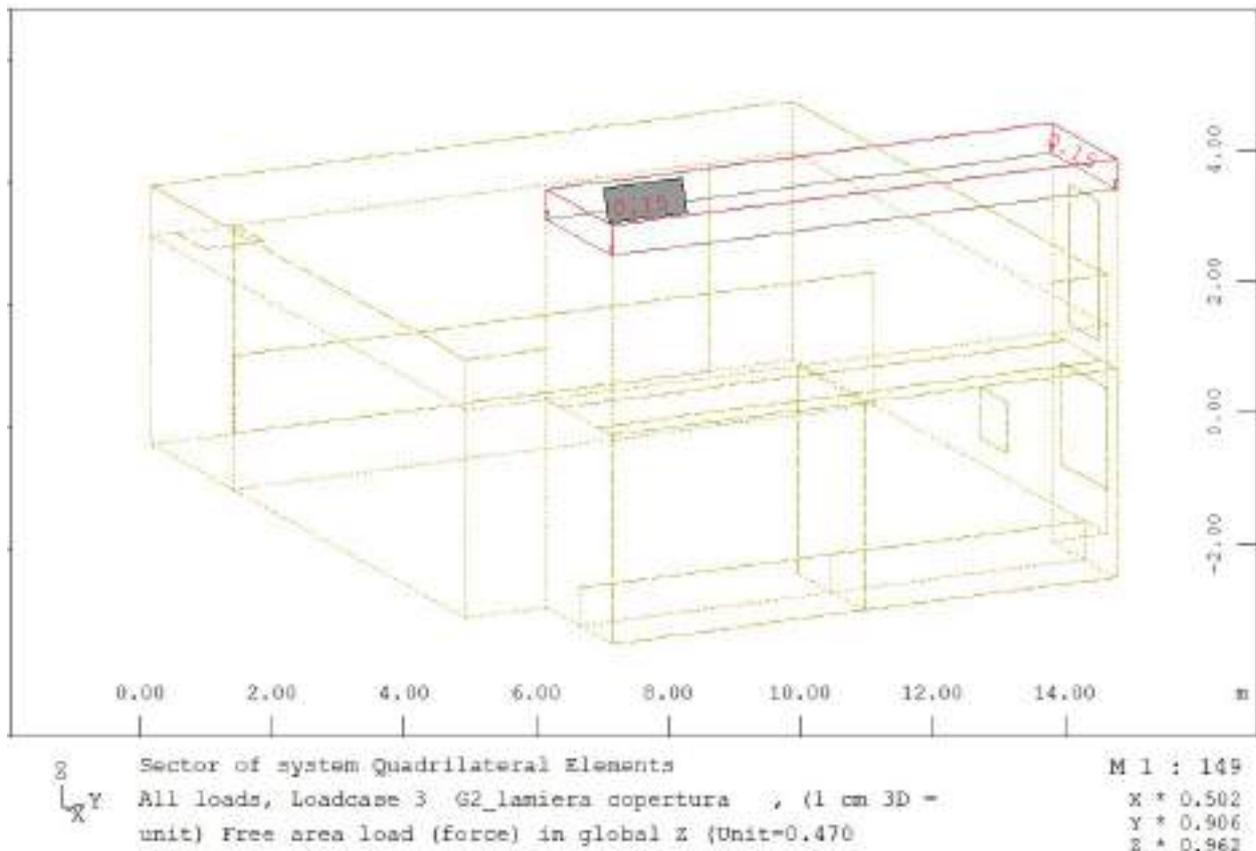


Figure 4-15: Caso di carico "Peso proprio Pannelli di copertura"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.17 \text{ kN/m}^2$

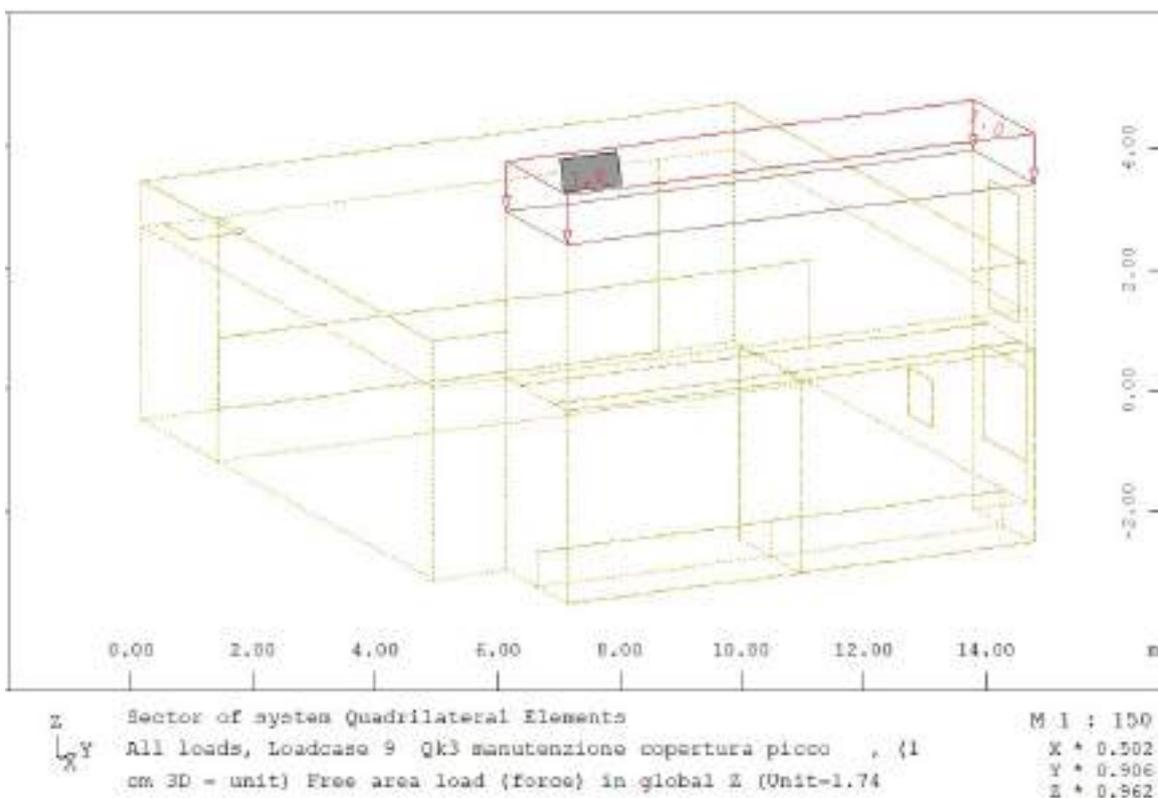


Figure 4-16: Caso di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ "

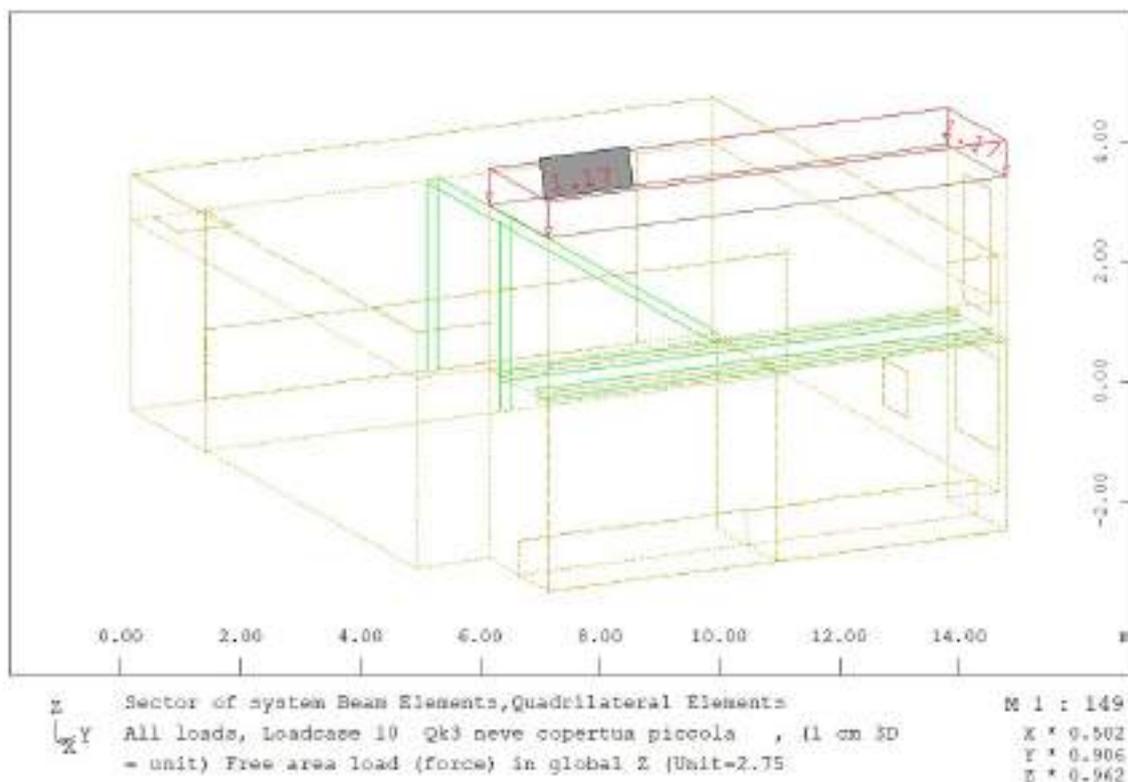


Figure 4-17: Caso di carico "Neve $Q_{k,2}$ "

Copertura struttura a piano campagna

Per la struttura interrata, oltre al peso proprio valutato automaticamente dal software di calcolo, si considerano i seguenti carichi:

Ricoprimento terreno a piano campagna

Si ipotizza un ricoprimento di 50cm al di sopra della copertura:

- Ricoprimento: $20 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$

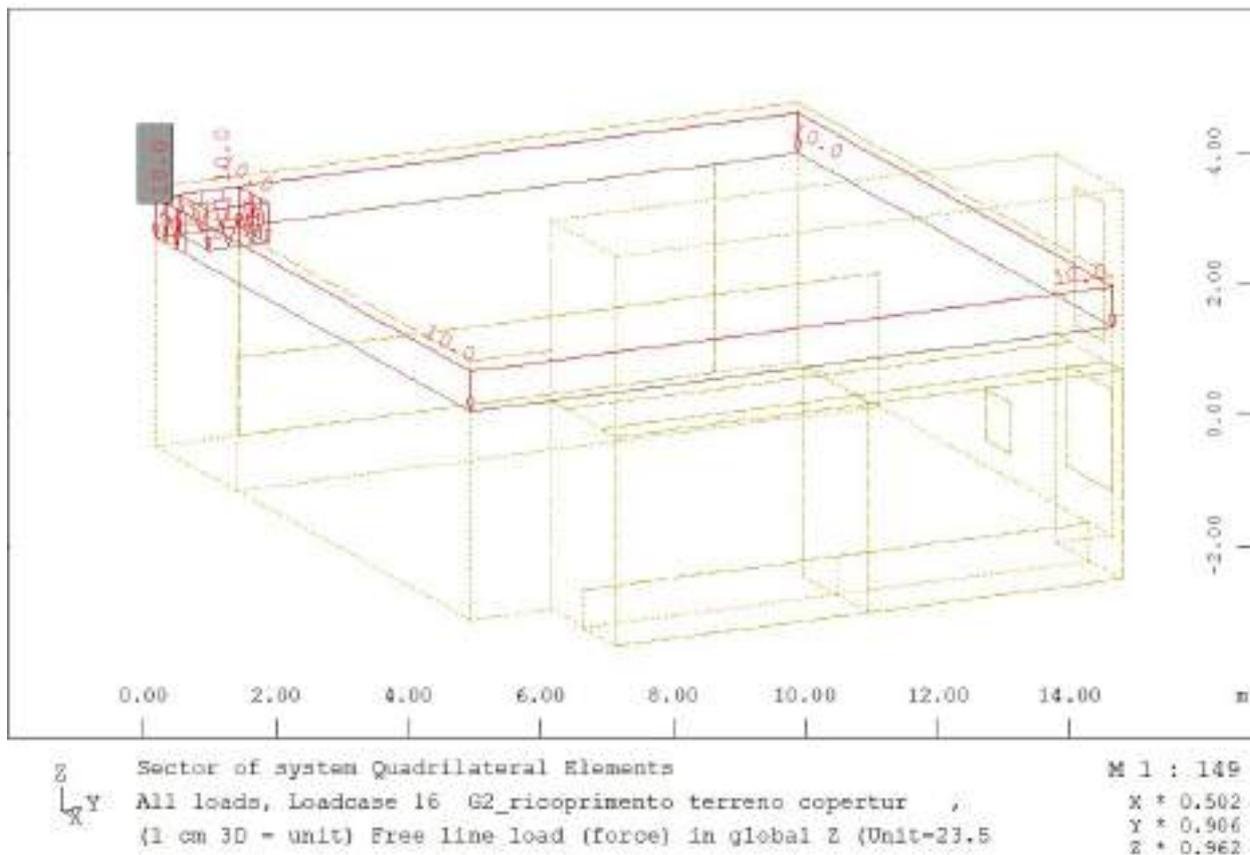


Figure 4-18: Caso di carico "Ricoprimento solaio a piano campagna"

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

Somma carico $1.25 + 1.40 + 0.40 = 3.05 \text{ kN/m}^2$

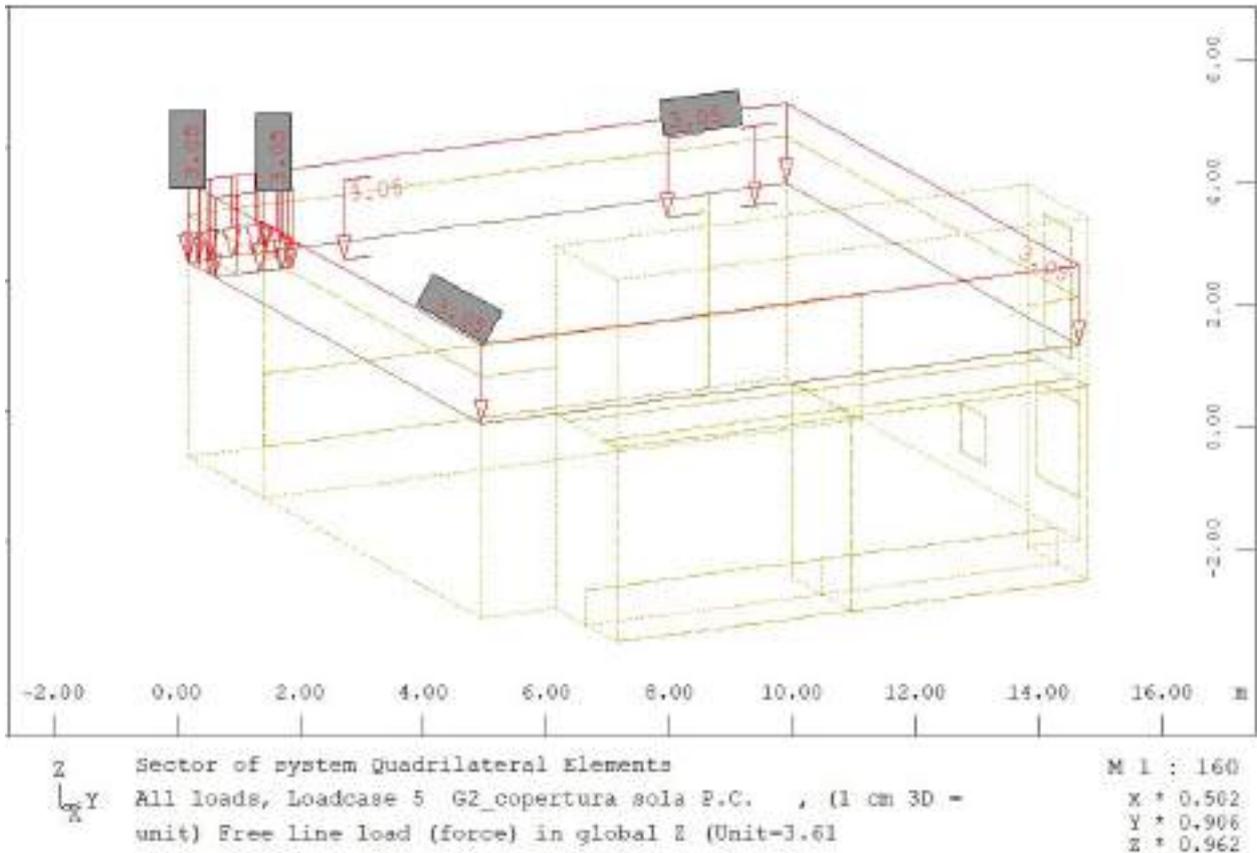


Figure 4-19: Caso di carico "Permanente portato"

Nota:

Intorno al foro (botola 1.00x1.00m) per entrare al livello interrato è stato posto un carico lineare.

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.17 \text{ kN/m}^2$

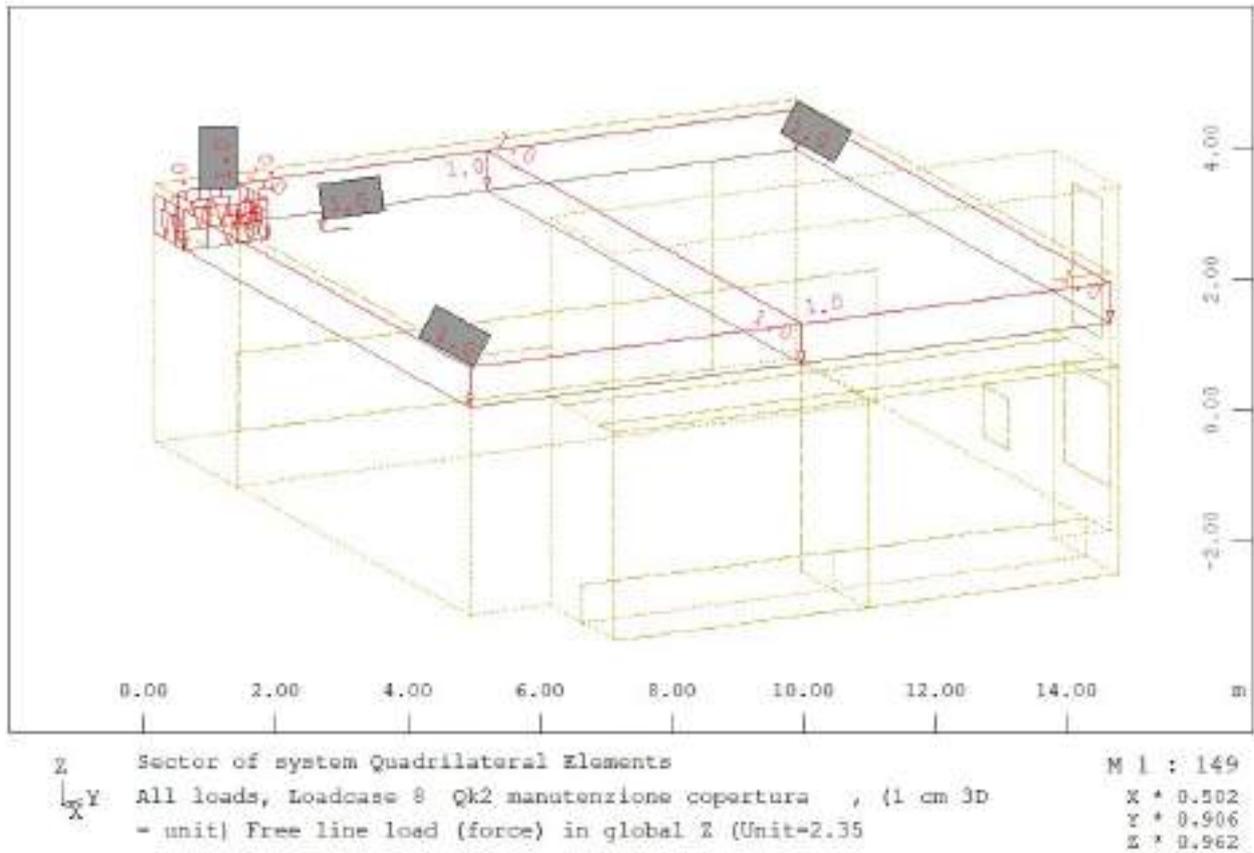


Figure 4-20: Caso di carico "Manutenzione Qk,1"

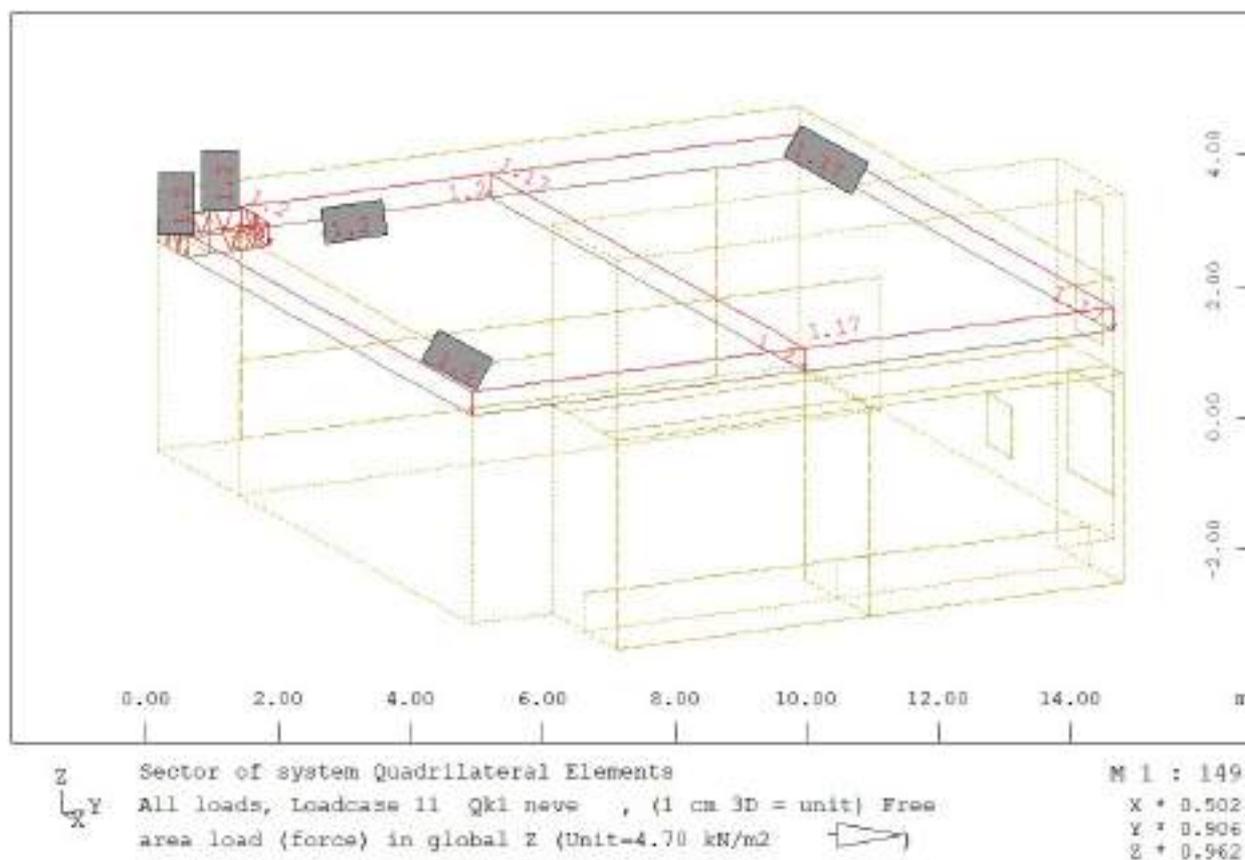


Figure 4-21: Caso di carico "Neve Qk,2"

4.5.3 Azioni orizzontamento interno a quota piano campagna

Nella parte interna de manufatto a quota piano campagna ai fini della manovra dei volantini per l'apertura e la chiusura delle paratoie a ventaglio, si prevede la realizzazione di un piano orizzontale di camminamento per mezzo di grigliati keller. Si considera quindi il peso proprio dei grigliati keller e un carico accidentale di folla:

- Peso proprio grigliato keller=1.00 kN/m²
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,3} = 3.00$ kPa

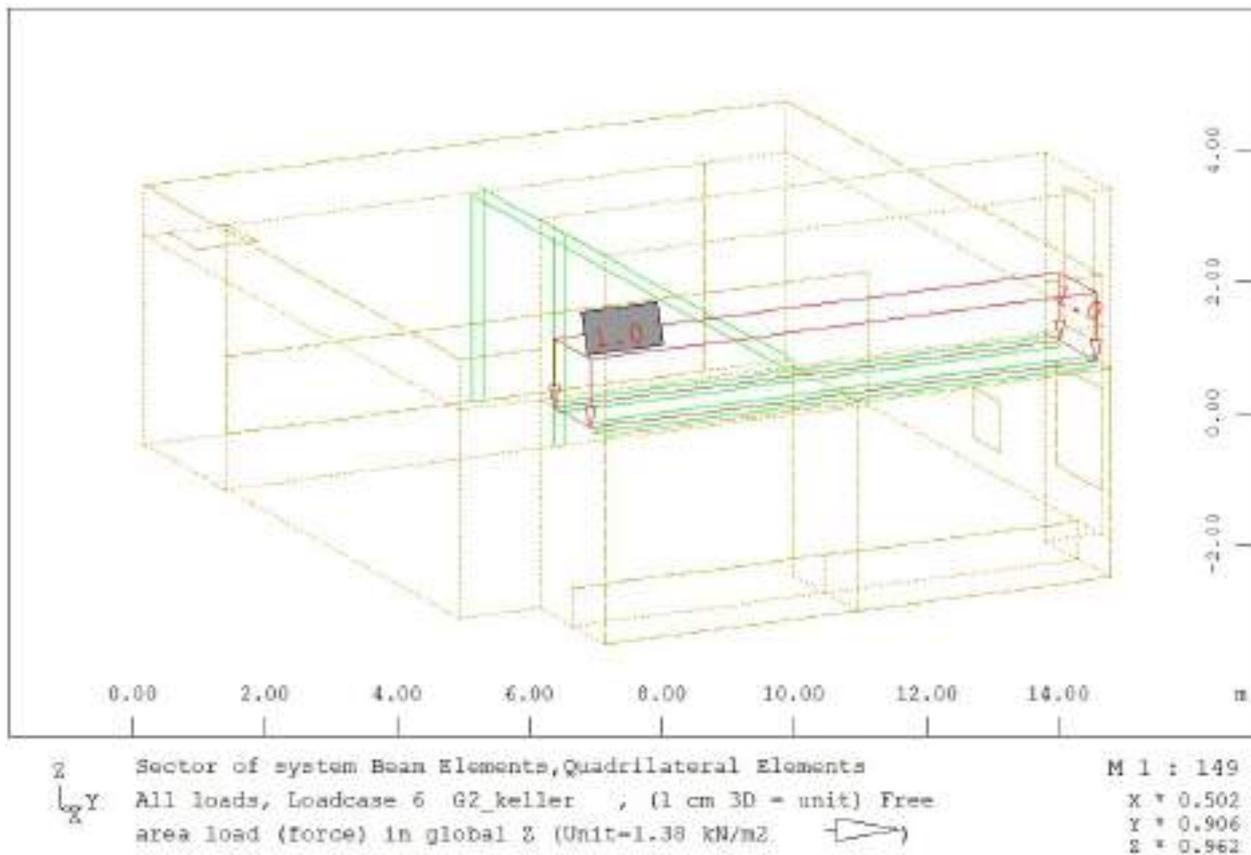


Figure 4-22: Caso di carico "Peso proprio keller"

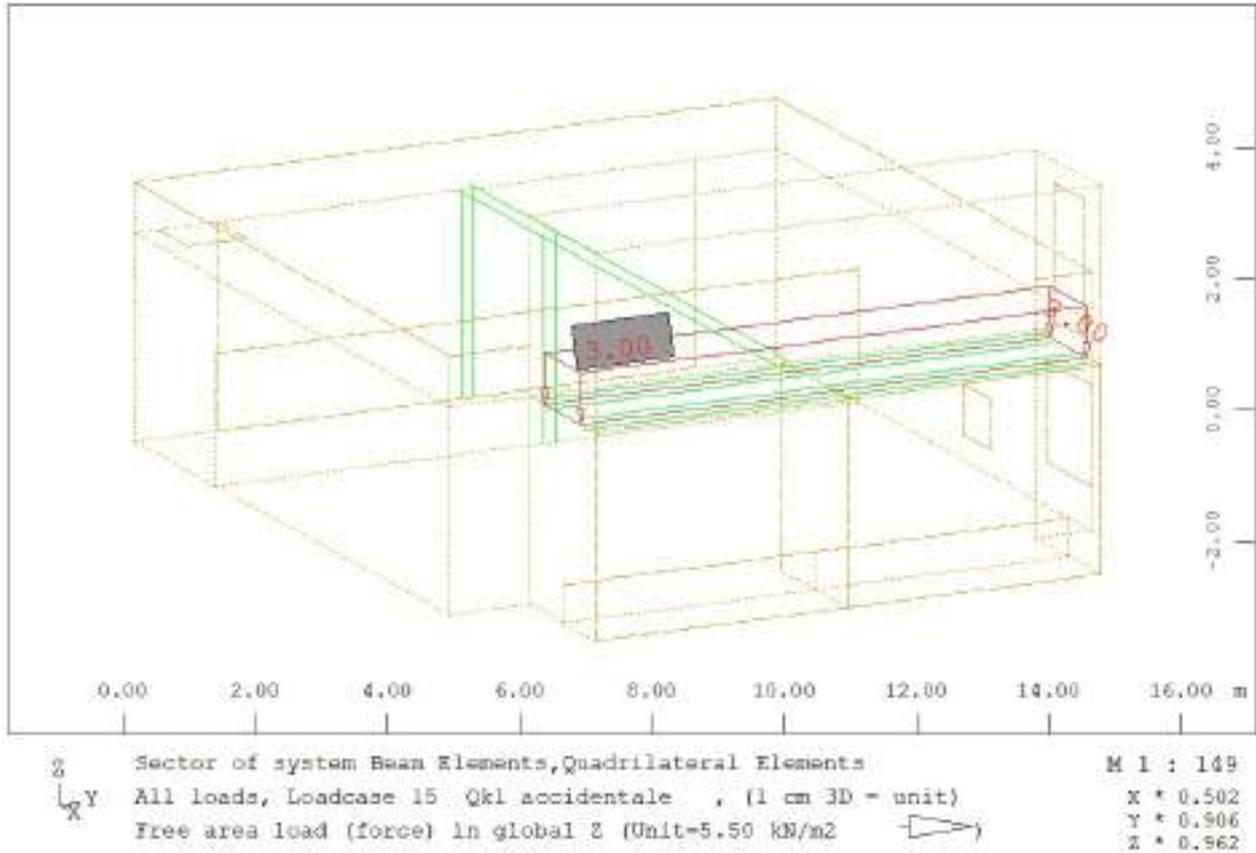


Figure 4-23: Caso di carico "Folla"

4.5.4 Paratoia a ventola

Al fine di regolare la quota idraulica di invaso, verrà installato un sistema di paratoie a ventola per il quale, il carico corrispondente applicato al modello è pari a 12kN/m. Tale carico è applicato come carico distribuito sul setto che separa la camera di invaso dal pozzo:

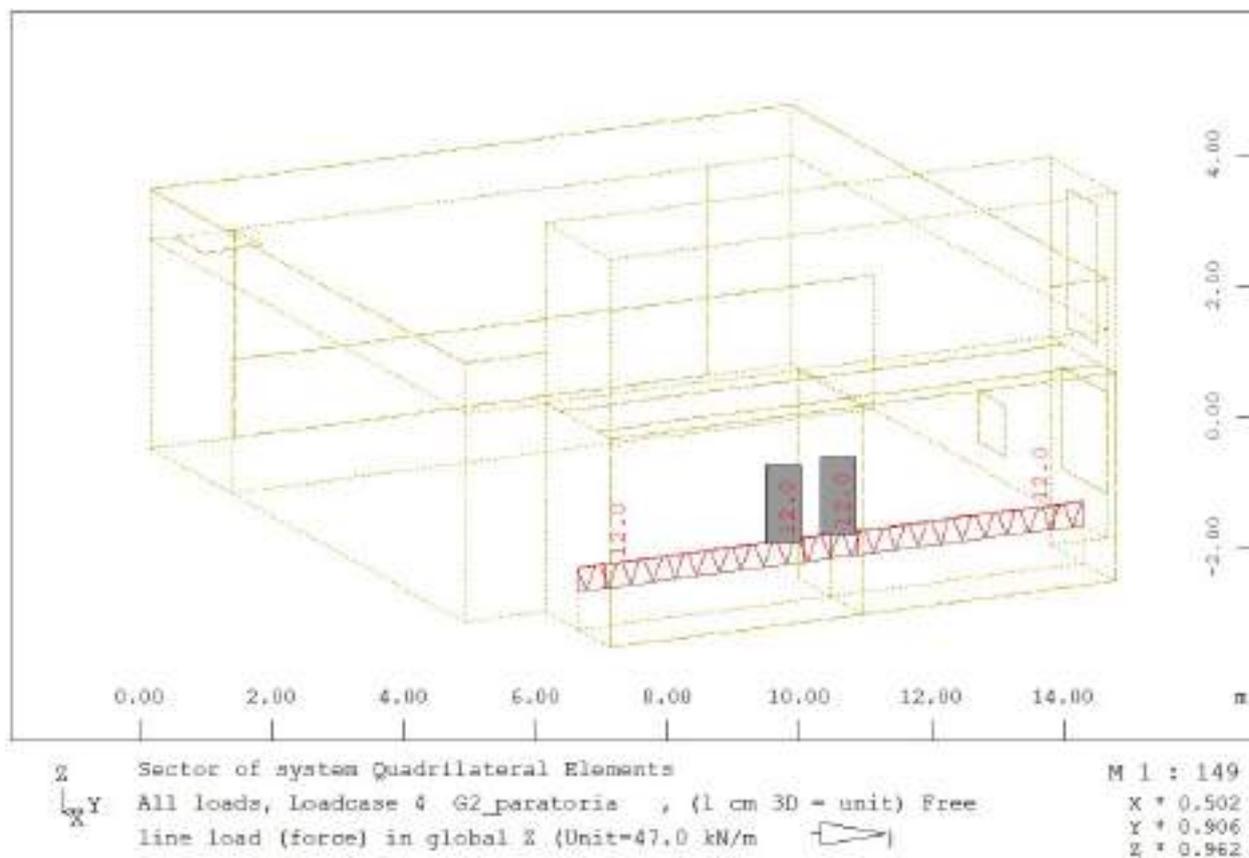


Figure 4-24: Caso di carico "Paratoia a ventola"

4.5.5 Azioni in fondazione

ACQUA INVASO FONDAZIONE A QUOTA 405m s.l.m.

Per la camera di invaso a quota 408.1m s.l.m, viene considerata una pressione verticale dovuta al peso dell’acqua tenendo conto di un tirante idraulico massimo pari a 1.86m:

- Peso verticale acqua di invaso= $\gamma_w \times h = 10 \times 1.86 = 18.6 \text{ kN/m}^2$;

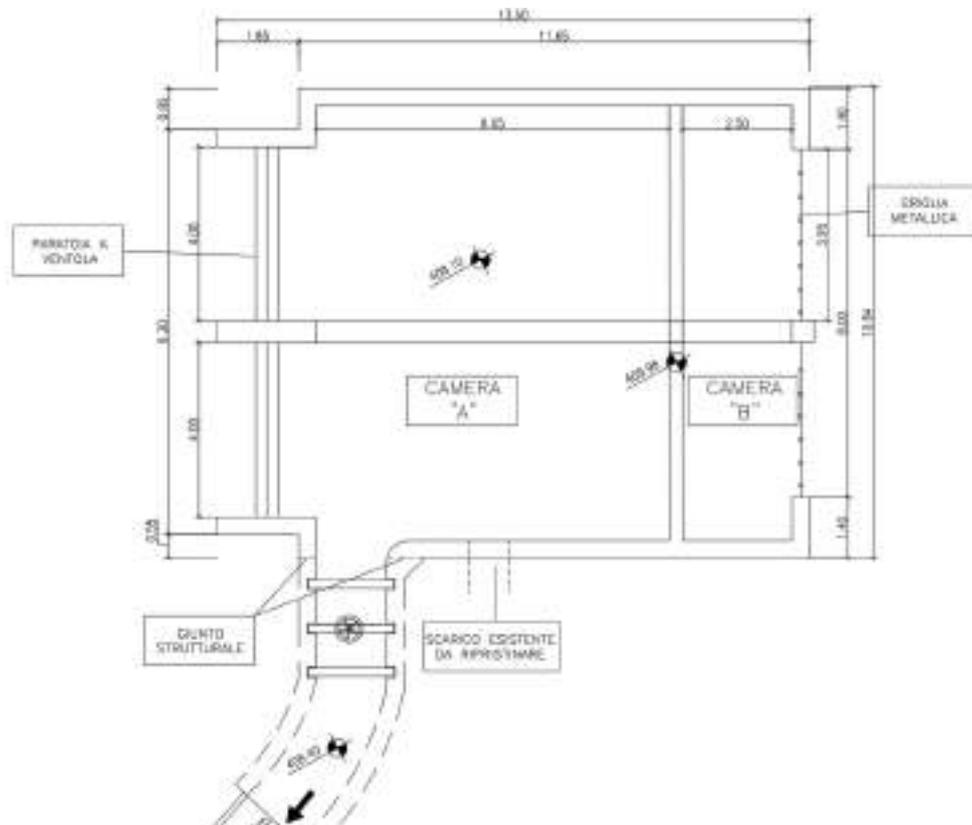


Figure 4-25: Schema camere

Si considerano due casi di carico

- Caso 1): camera A piena e camera B vuota;
- Caso 2): camera A e B entrambe vuote.

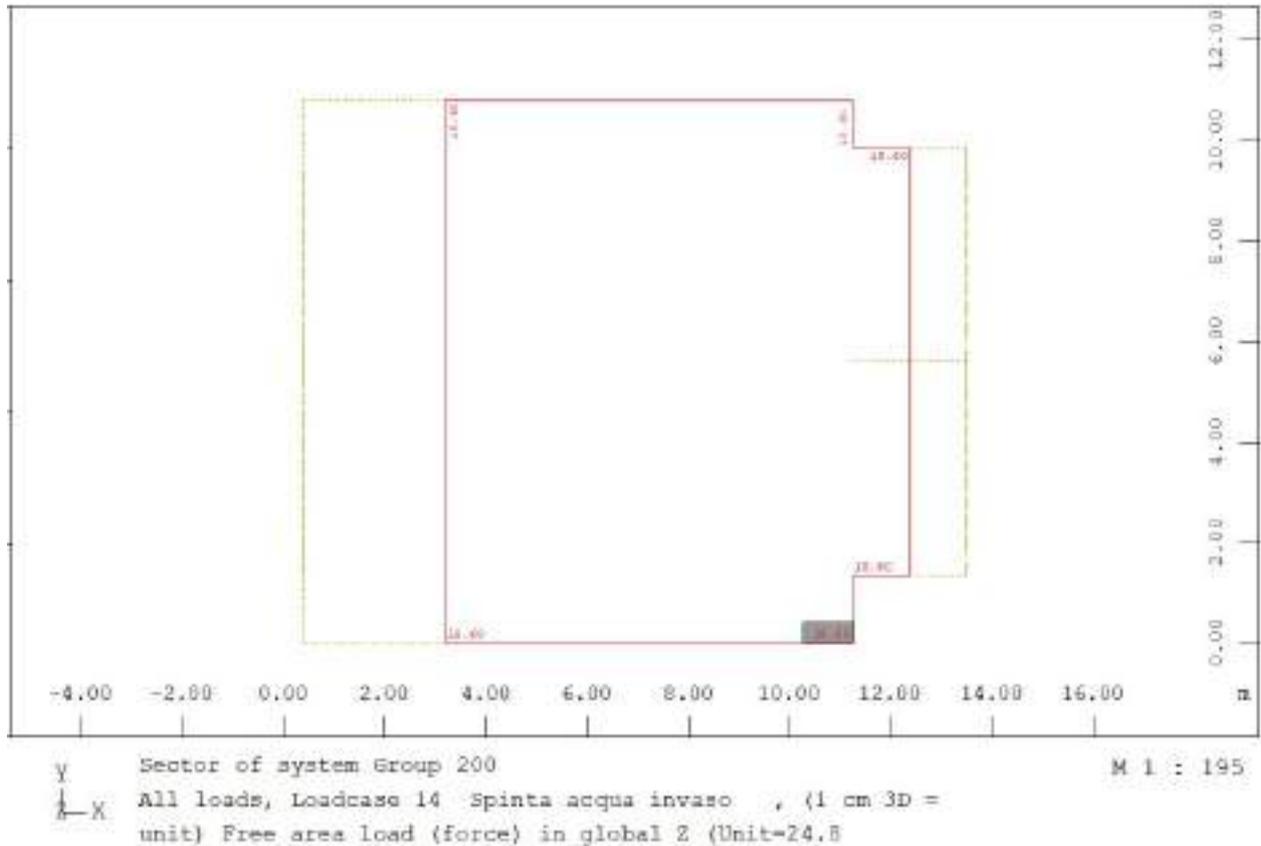


Figure 4-26: Caso di carico "Peso verticale acqua di invaso"

4.5.6 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 $z > Q_f$:

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

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell’unità di volume del terreno;
- $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 16 - 10 = 6 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{sat} = 16 \text{ kN/m}^3$, peso saturo dell’unità di volume del terreno;
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, peso specifico dell’acqua;
- k_0 , coeff. di spinta a riposo = $1 - \text{sen}\phi = 1 - \text{sen}25 = 0.58$;
- $\phi = 25$ angolo di attrito del terreno.

Si riporta di seguito l’andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchio riepilogativo del calcolo delle stesse:

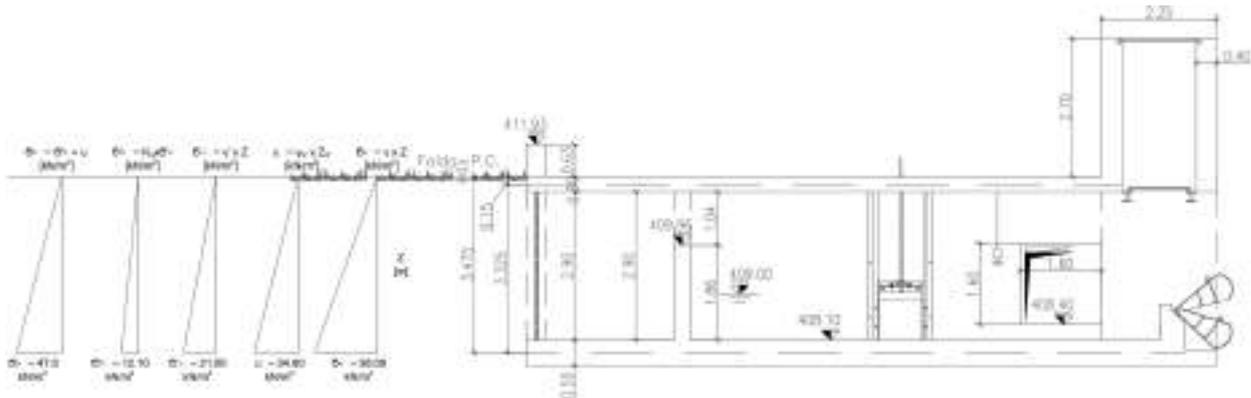


Figure 4-27: Andamento tensioni orizzontali totali

Si riportano in forma tabellare i valori della spinta del terreno agente all’asse della soletta come riportato nella figura sopra.

	spessore [m]	γ [kN/m ³]	γ mediato [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	k_0	σ_v [kPa]	u [kPa]	σ'_v [kPa]	σ'_h [kPa]	σ_h [kPa]
σ (z=0,15)	0,15	16	16,0	10	25	0	0,577	2	1,5	1	0,52	2
σ (z=3,45)	3,48	16	16,0	10	25	0	0,577	56	34,8	21	12,06	47

Figure 4-28: Andamento tensioni orizzontali totali

SI riporta di seguito l’applicazione nel software di calcolo:

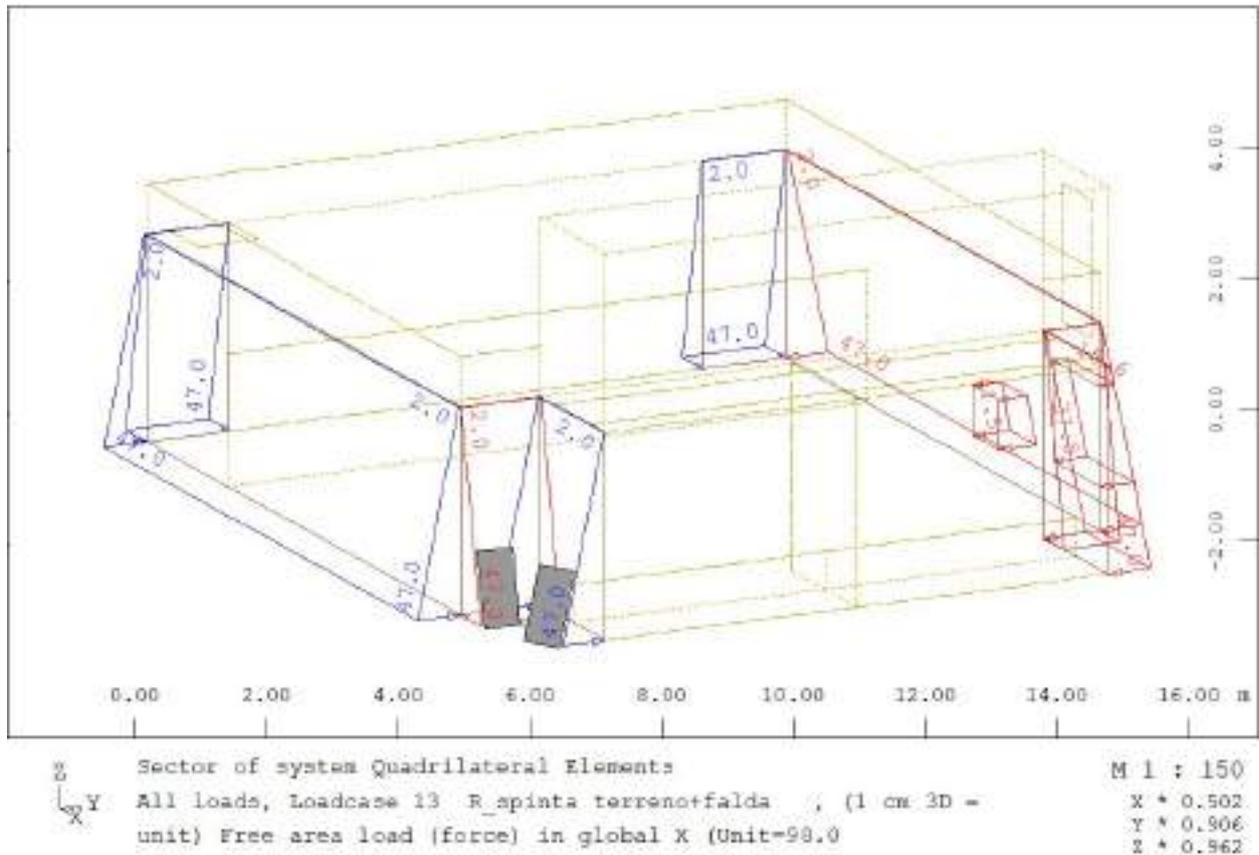


Figure 4-29: Spinta del terreno lato camera invaso

4.5.7 Spinta statica dell’acqua d’invaso

All’interno del manufatto è può verificarsi il caso in cui si ha un tirante d’acqua massimo in condizioni di esercizio pari a 1.86m rispetto all’estradosso del piano di fondazione a quota 408.1m 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 come visto al capitolo denominato “azioni in fondazione:

- condizione di esercizio: battente idrico presente nell’invaso denominato “camera A” (per tale condizione sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche);
- condizione di scarico 1: manufatto tutto vuoto;

Si riporta di seguito l’applicazione delle pressioni agenti sulle pareti dell’invaso Camera A nel modello.

Per la condizione in esercizio che prevede l’applicazione di una pressione lineare con valore alla base pari a:

- invaso camera A: $\gamma_w \times z = 10 \times 1.86 = 18.60 \text{ kPa}$;

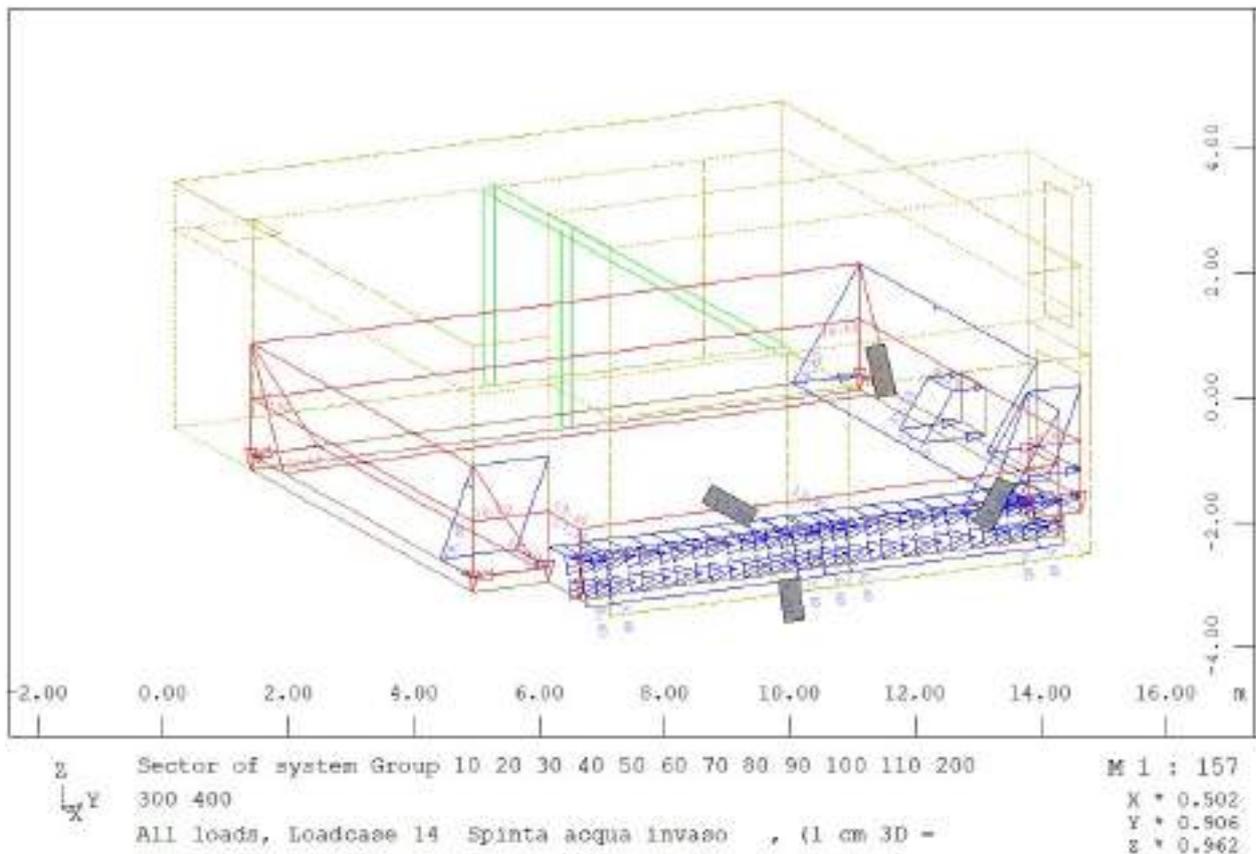


Figure 4-30: Caso di carico "spinta orizzontale acqua di invaso"

Nel caso di paratoia chiusa e di tirante idraulico a quota +409.96m si ha una pressione che agisce sulla paratoia.

Questa pressione è stata introdotta nel modello come una forza tagliante e opportuno momento, come riportato nello schema a seguire.

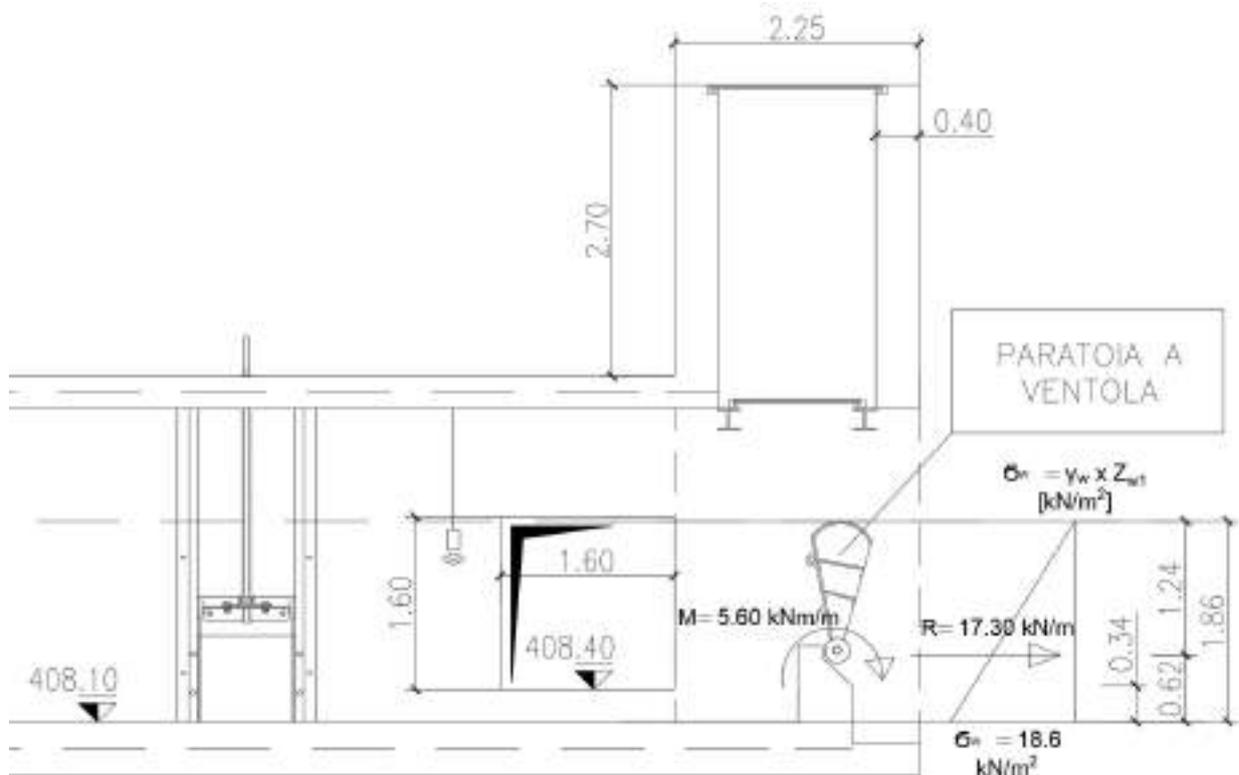


Figure 4-31: Schema di calcolo spinta idraulica su Paratoia a ventola

Si riporta il calcolo esplicito dell'azione agente a metro lineare.

Il tirante idraulico massimo in caso di paratia chiusa vale 1.86m, il peso specifico dell'acqua vale $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

La risultante dovuta alla spinta idraulica è data dall'integrale delle pressioni dovute all'acqua che agiscono sulla paratoia

$$R = 1.86 \times 10 \times 1.86 / 2 = 17.30 \text{ kN/m}$$

Tale risultante è applicata a 1/3 della base del triangolo della figura riportata sopra (0.62m).

La porzione di paramento dove si innesta la paratoia ha un’altezza di 34cm, a favore di sicurezza arrotondata a 30cm.

Il valore di momento che viene applicato alla testa del paramento vale

$$M = R \times (0.62 - 0.3) = R \times 0.32 = 17.30 \times 0.32 = 5.60 \text{ kNm/m.}$$

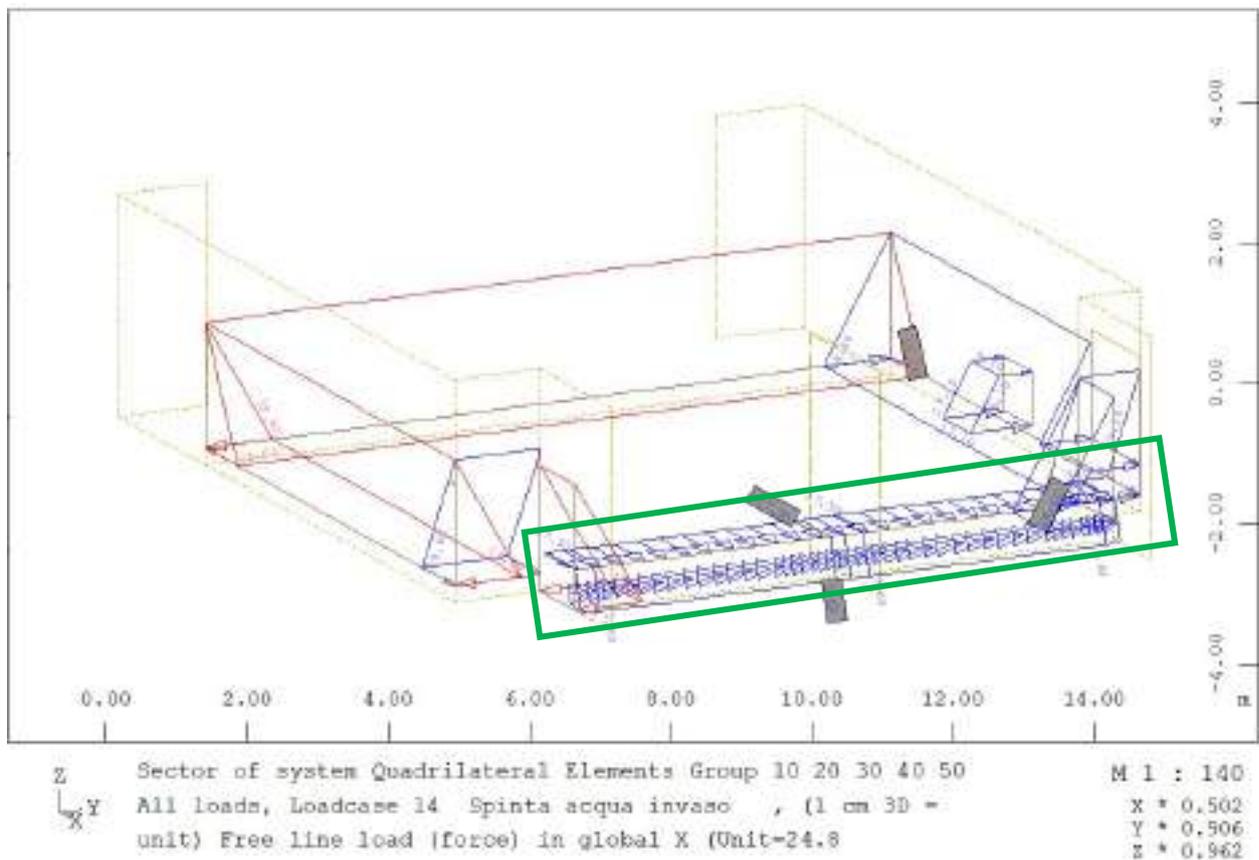


Figure 4-32: Caso di carico "spinta orizzontale acqua di invaso su paratoia"

4.5.8 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 gli spettri elastici di RSL generati per 30 punti e così come implementati per punti sul software di calcolo.

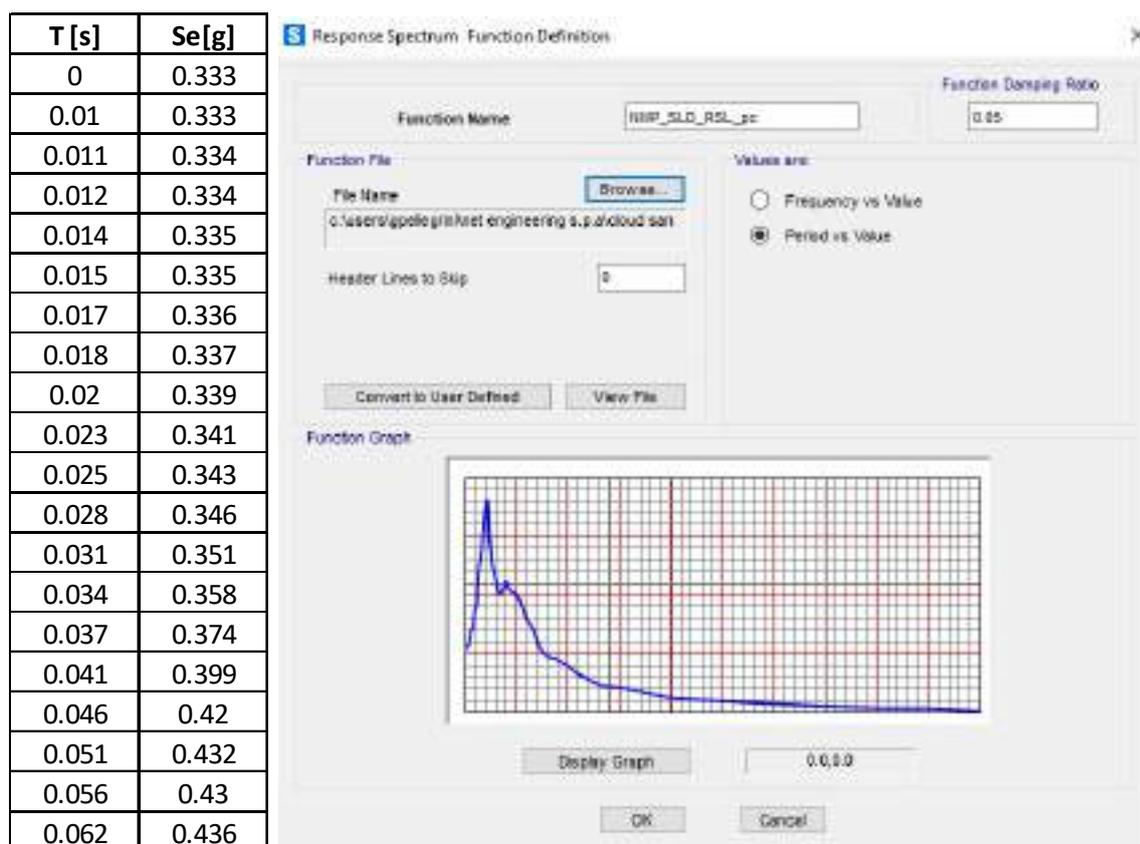


Figure 4-33: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLD

Spettro di Risposta SLV

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

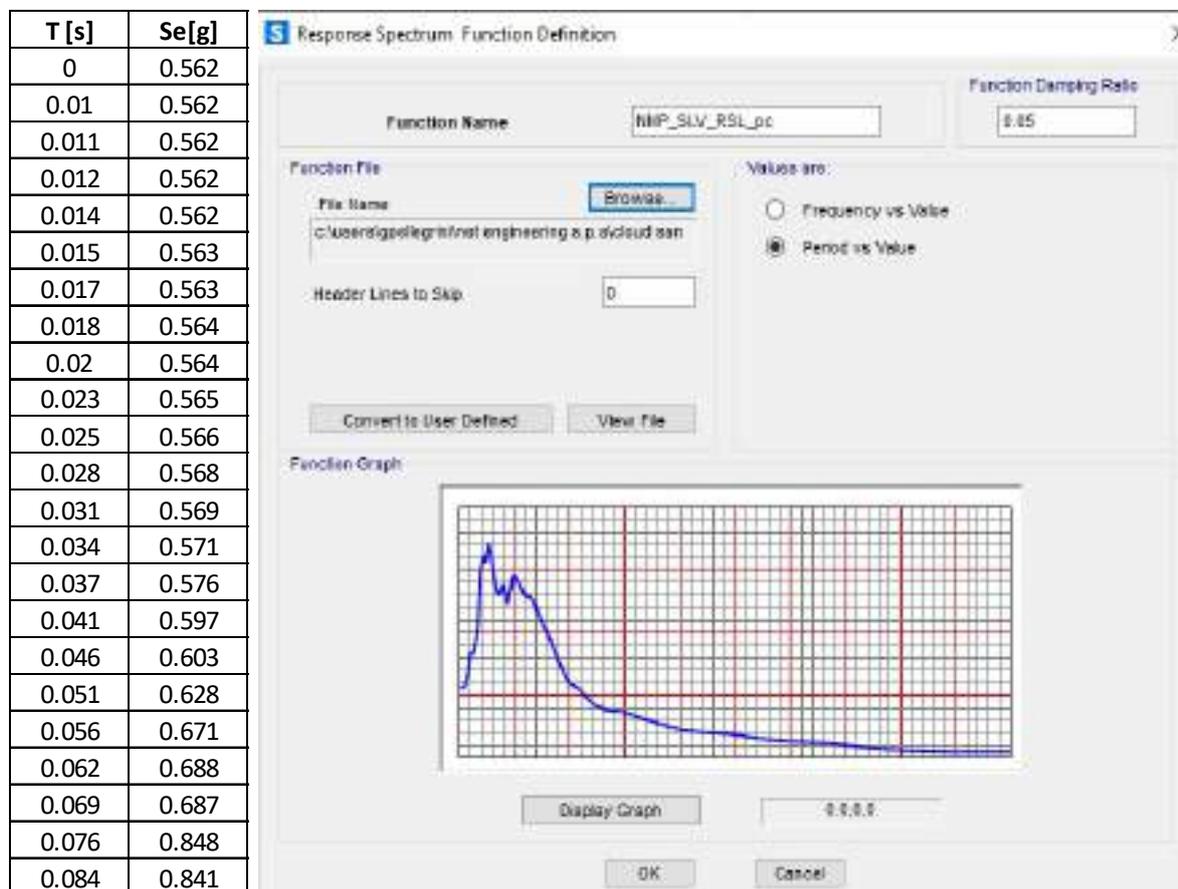


Figure 4-34: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLV

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 $q=1.5$.

4.6 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;
- 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.

4.6.1 Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

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

- **$ag/g=0.389$** , valore dell’accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD		
$kh=ag/gxSsxSt=$	0,389	
γ [kN/m3]	16,0	
γ_w [kN/m3]	10	
γ' [kN/m3]	6,0	
H [m] sotto falda	3,45	
ΔP_w sotto falda= $kh\gamma xh=$	8 kN/m2	

Figure 4-35: Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

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



Figure 4-36: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione y

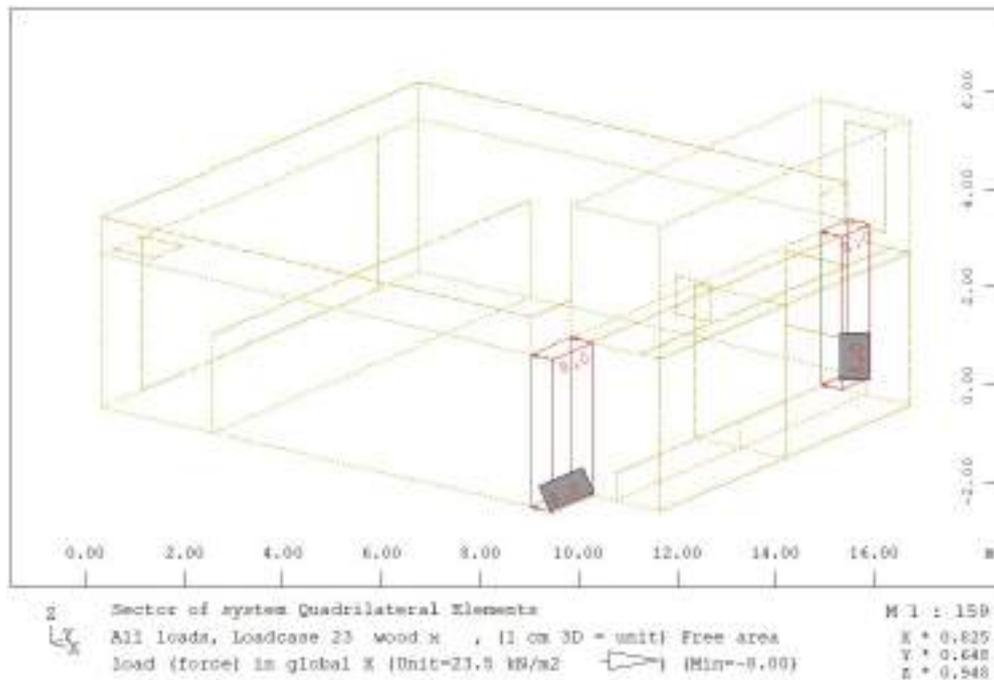


Figure 4-37: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione x

4.6.2 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:

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

K_h = coefficiente sismico orizzontale

γ_w = peso specifico dell'acqua 10kN/m³

H_w = quota del pelo libero dell'acqua

Z' = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua

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

Falda

$$P_{\max} (z=3.50) = 7/8 \times 0.389 \times 10 \times (3.50 \times 3.50)^{0.5} = 12 \text{ kPa}$$

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:

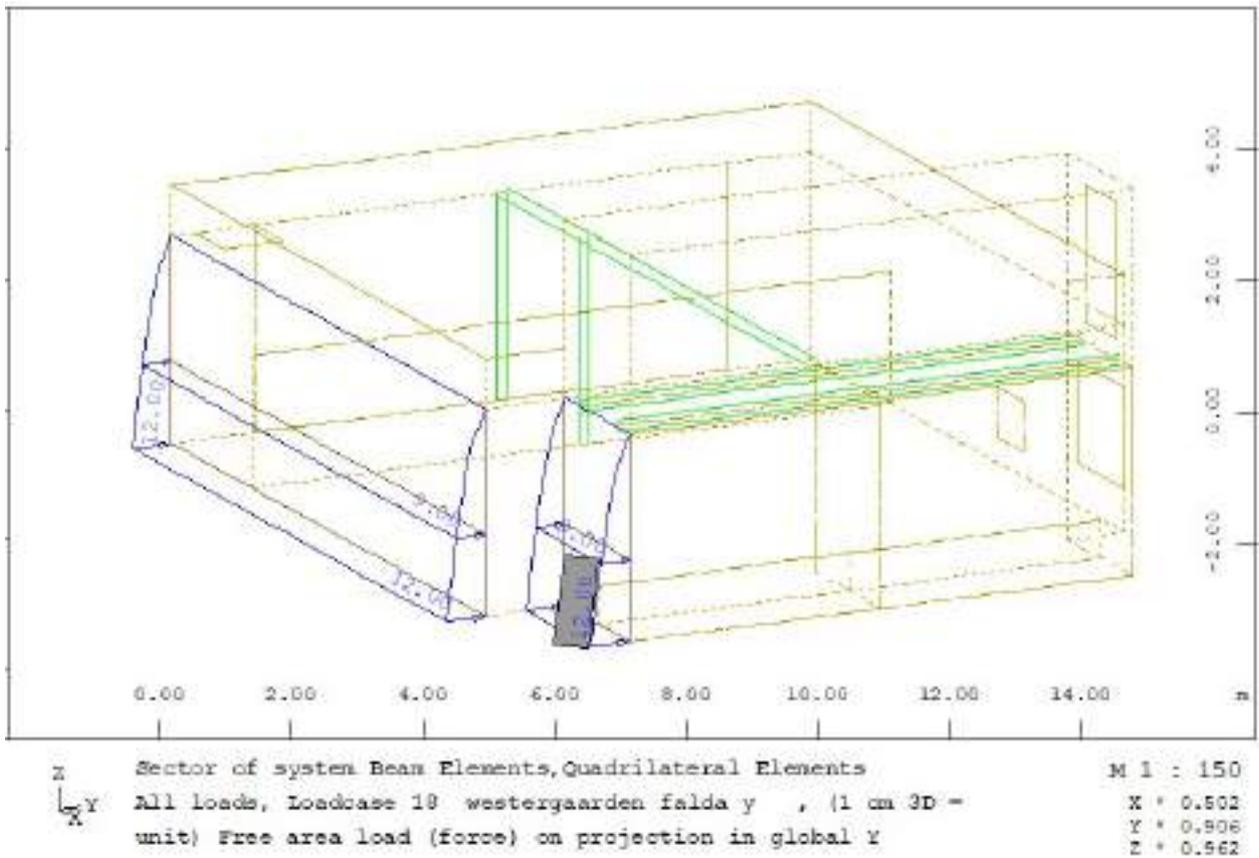


Figure 4-38: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione y

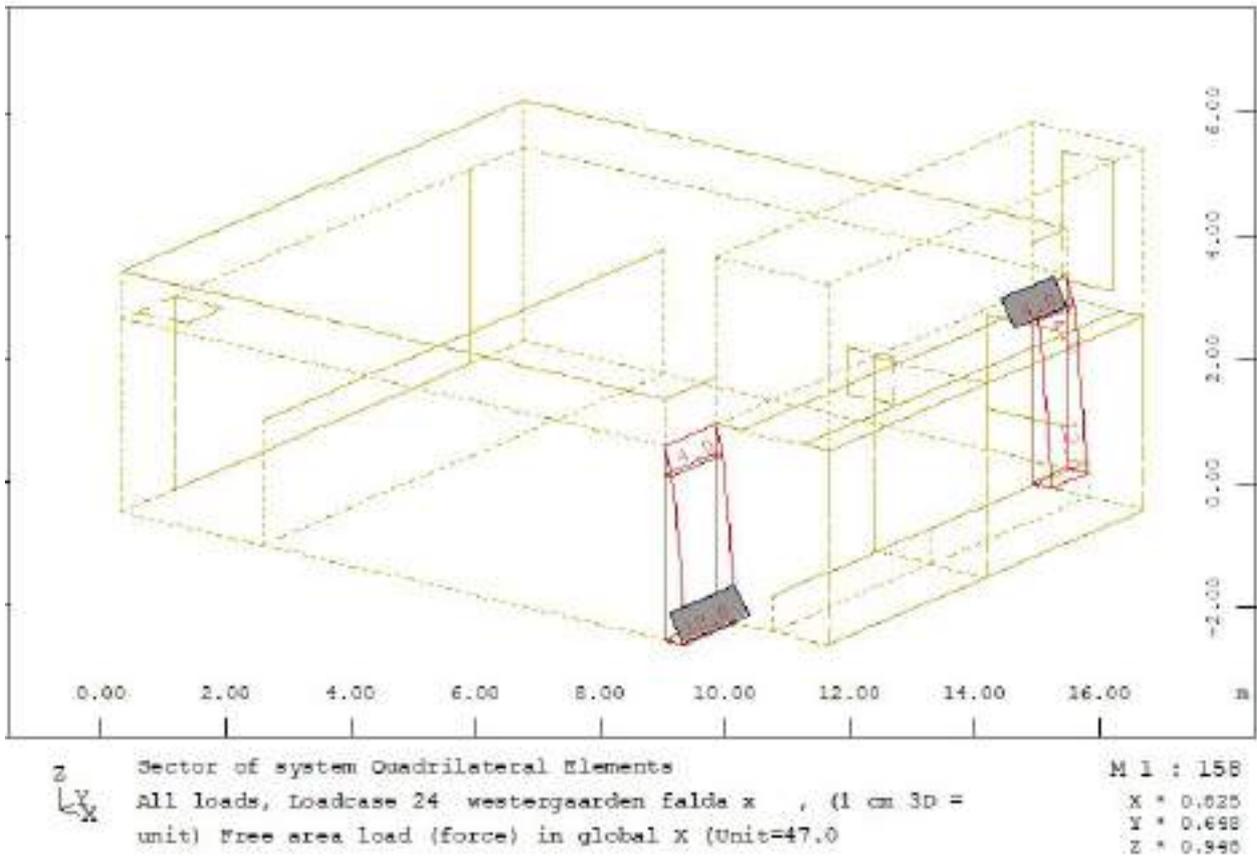


Figure 4-39: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione x

Invaso

$$P_{\max} (z=1.86)=7/8 \times 0.389 \times 10 \times (1.86 \times 1.86)^{0.5} = 6.35 \text{ kPa}$$

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:

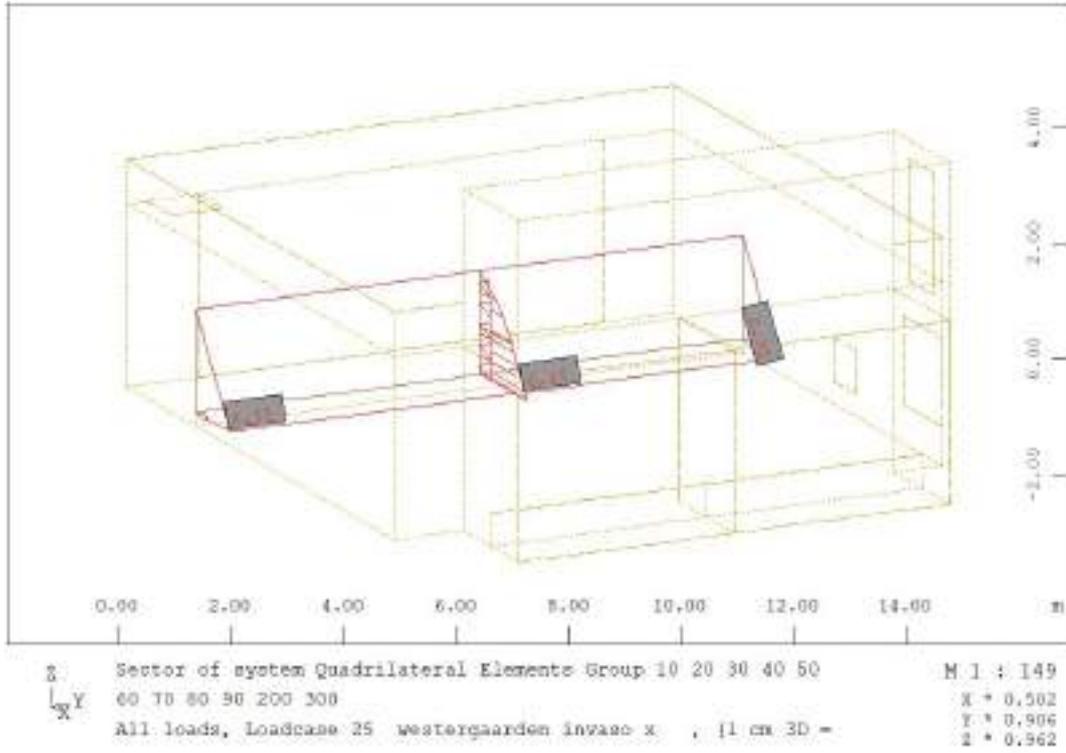


Figure 4-40: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione x

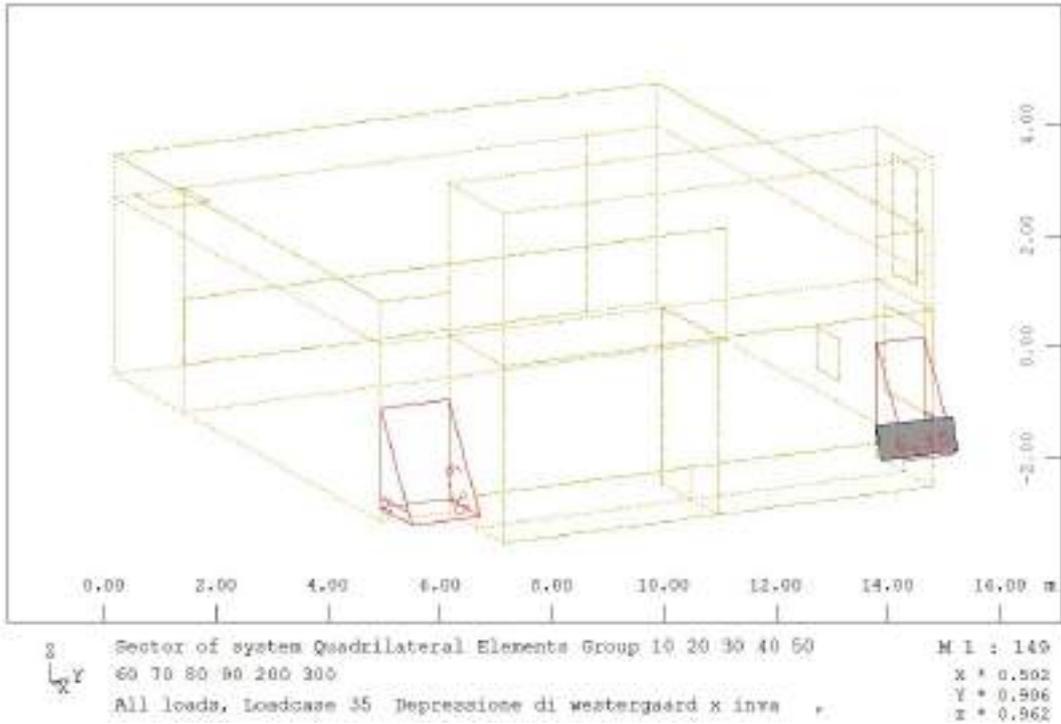


Figure 4-41 – Decremento di pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione x

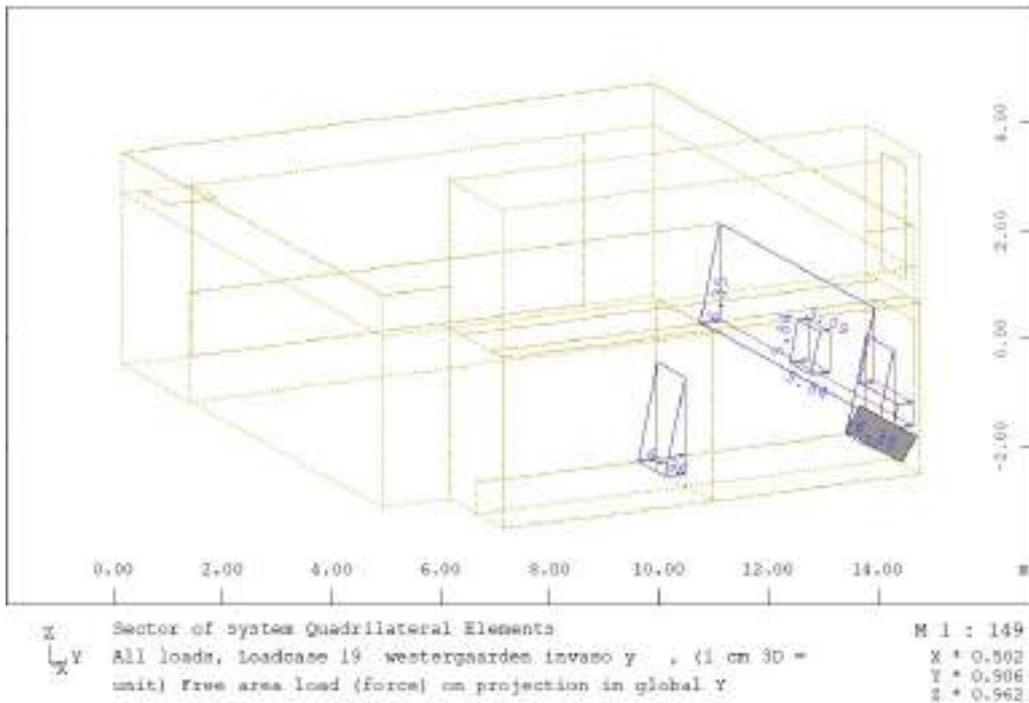


Figure 4-42 – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione y

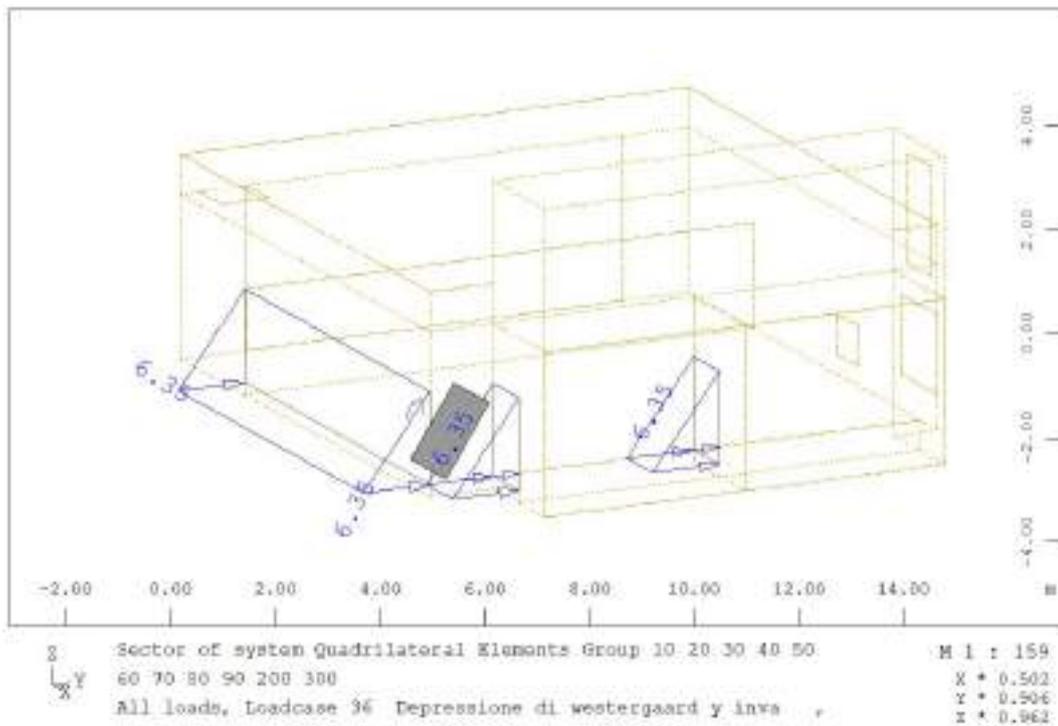


Figure 4-43: – Decremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione y

4.7 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:

$$k_z = A_1 + B_1 Z^n$$

$$A_1 = C_1(N_s + 0.5\gamma_{sat}Z_1)$$

$$B_1 Z_1^n = C_2(\gamma_{sat}Z_1)^n$$

Molla verticale in fondazione a z=-3,65m da p.c.			
$k_s=A_s+B_s \times Z^n=$	36393	kN/m3	valore della molla verticale da applicare al modello
	4	kg/cm3	
C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	0	kN/m2	coesione
$N_c=(N_q-1)/\text{tg}\phi=$	20,72		
Sc	1		
ϕ'	25	°	angolo di resistenza a taglio
γ	16	kN/m3	peso unità di volume
B	10,8	m	larghezza fondazione
$N_\gamma=1.5(N_q-1)*\text{tg}\phi'=$	6,76		
s_γ	1		
$N_q=\text{tg}^2(45+\phi'/2)*e^{\pi*\text{tg}\phi'}=$	10,66		
sq	1		
n	0,5		
Z	3,65	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	10,8	m	
$c*N_c*s_c=$	0		
$0.5*\gamma*B*N_\gamma*s_\gamma=$	583,9168163		
As=	23357		
$\gamma*N_q*s_q=$	170,5942782		
Bs=	6824		

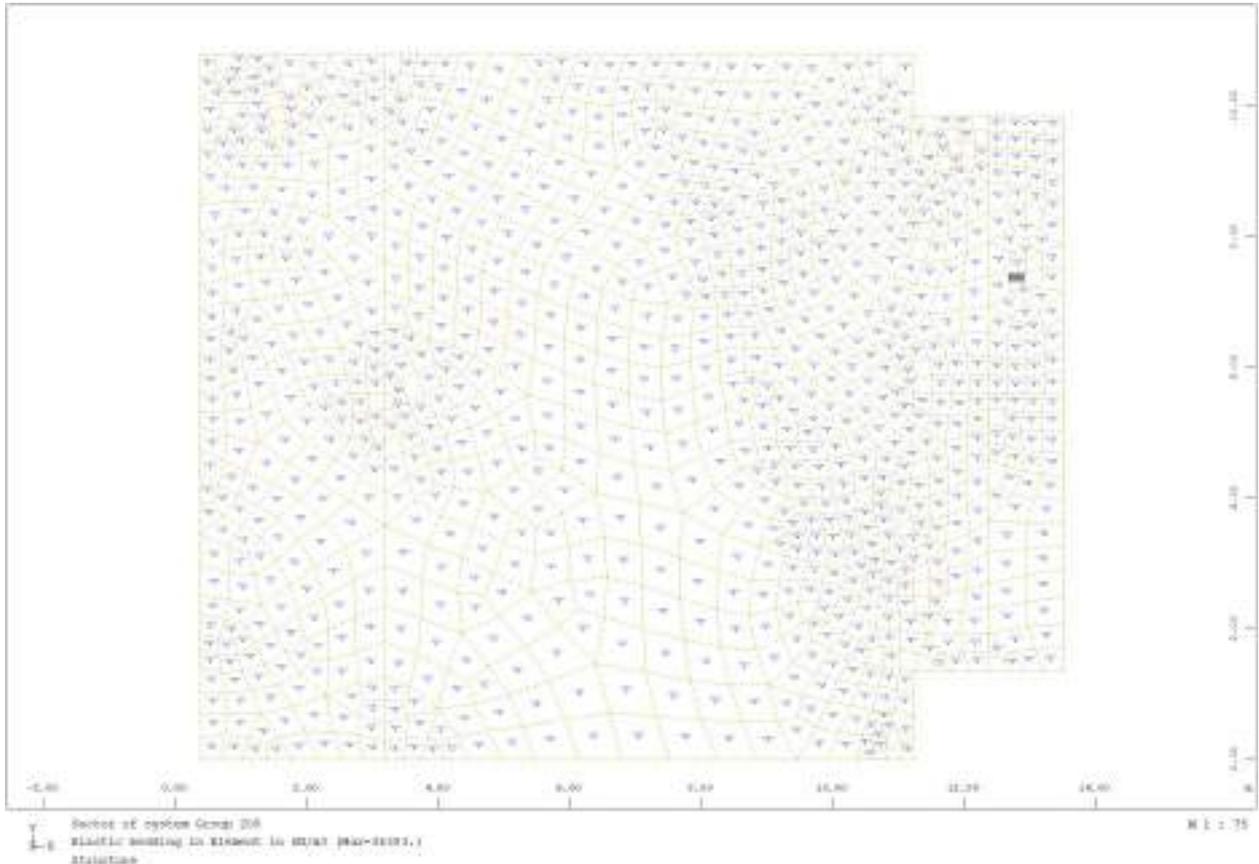
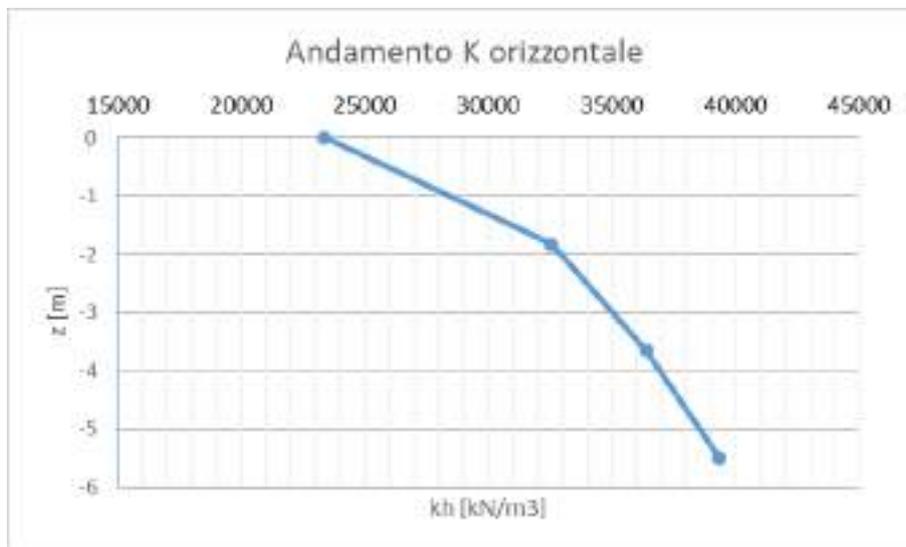


Figure 4-44: – Costante di sottofondo applicata in fondazione

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 $K_s = 32575 \text{ kN/m}^3$.

Si riporta l’immagine della costante di sottofondo applicata al modello di calcolo.

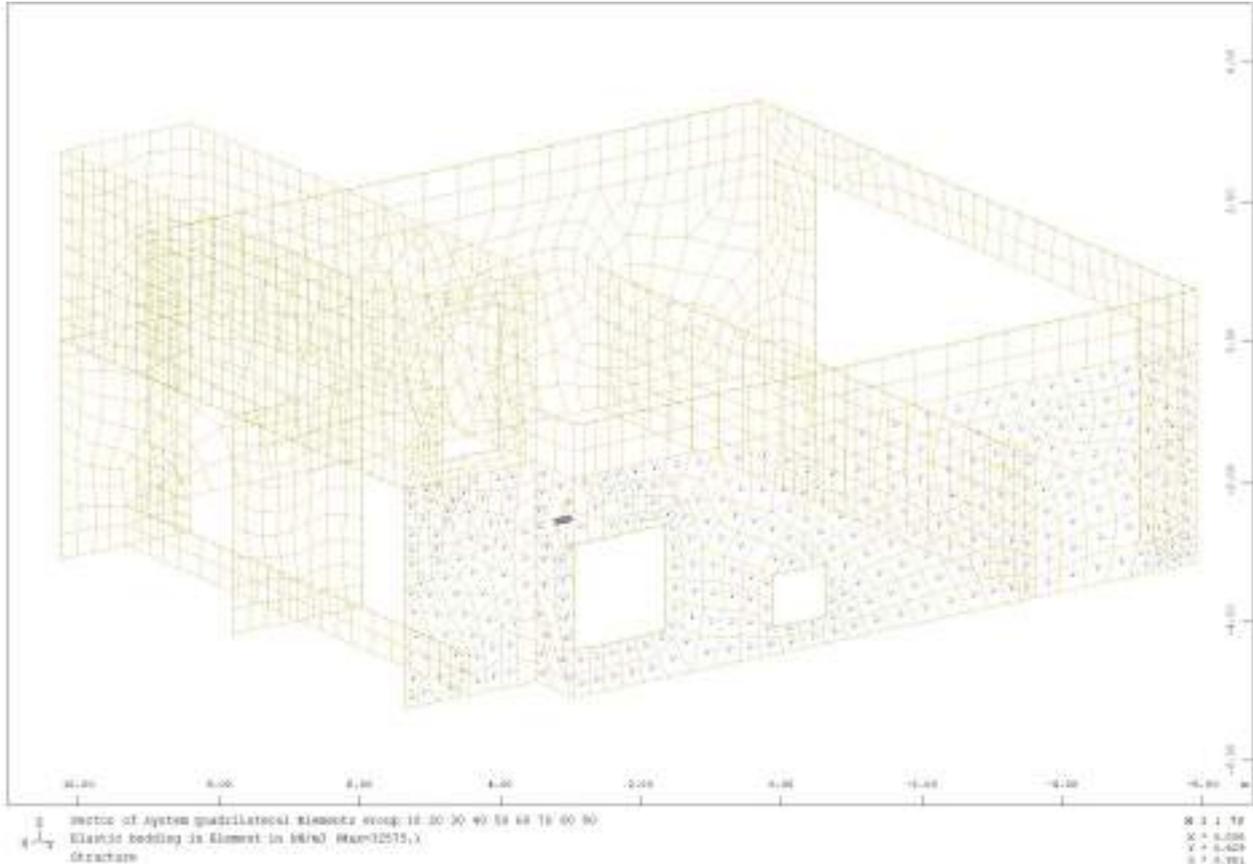


Figure 4-45: – Costante di sottofondo applicata sul paramento

4.8 COMBINAZIONE 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:

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

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

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 4-46: – 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.

Action	Description	Partition	Superposition	p-u	p-f	v-s	q ₁	q ₂	q ₃
G_1	Permanent strutturali	G (Permanent)	PERM permanent	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
G_2	Permanent non strutturali	G (Permanent)	PERC permanent with individual factors	1,50	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00
Q	acqua invaso	Q (Variable)	COND conditional	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
Q_E	Magazzini, archivi, uso industr	Q (Variable)	COND conditional	1,50	0,80	1,00	1,00	0,50	0,80
Q_H	Coperture, sole manutenzione	Q (Variable)	COND conditional	1,50	0,80	1,00	0,50	0,50	0,00
R	Spinta delle barre	G (Permanent)	PERC permanent with individual factors	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
S	Azioni della Neve	Q (Variable)	COND conditional	1,50	0,80	1,00	0,50	0,20	0,00

Figure 4-47: – Azioni agenti sulla struttura

Le azioni agenti sulla struttura sono stati combinati come segue:

MANUFATTO DI DERIVAZIONE	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6
DEAD	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
G2, lamiera copertura	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2, paratoia	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2, copertura piano campagna	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2, keller	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Qk,1 manutenzione copertura solaio P.C.	1,50	1,50	0,00	0,75	0,75	0,00
Qk,2 manutenzione copertura solaio P.C.	1,50	0,00	1,50	0,75	0,00	0,75
Qk,2 manutenzione copertura piccola	1,50	1,50	1,50	0,75	0,75	0,75
Qk,3 neve copertura piccola	0,75	0,75	0,75	1,50	1,50	1,50
Qk,1 neve copertura livello P.C.	0,75	0,75	0,00	1,50	1,50	0,00
Qk,2 neve copertura livello P.C.	0,75	0,00	0,75	1,50	0,00	1,50
Qk,1 accidentale su keller 3kPa	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2, ricoprimento terreno copertura	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
spinta orizzontale terreno + falda	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
peso verticale acqua invaso	1,30	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00
spinta orizzontale acqua invaso	1,30	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00

Figure 4-48: – Combinazioni di carico allo SLU

MANUFATTO DI DERIVAZIONE	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6
DEAD	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, lamiera copertura	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, paratoia	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, copertura piano campagna	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, keller	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qk,1 manutenzione copertura solaio P.C.	1,00	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00
Qk,2 manutenzione copertura solaio P.C.	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura piccola	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
Qk,3 neve copertura piccola	0,00	0,50	0,00	1,00	1,00	1,00
Qk,1 neve copertura livello P.C.	0,50	0,50	0,00	1,00	1,00	0,00
Qk,2 neve copertura livello P.C.	0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00
Qk,1 accidentale su keller 3kPa	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, ricoprimento terreno copertura	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
spinta orizzontale terreno + falda	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
peso verticale acqua invaso	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
spinta orizzontale acqua invaso	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1,00	0,90	0,80	cat. E

Figure 4-49: – Combinazioni di carico allo SLE in RARA

MANUFATTO DI DERIVAZIONE	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6
DEAD	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, lamiera copertura	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, paratoia	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, copertura piano campagna	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, keller	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qk,1 manutenzione copertura solaio P.C.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura solaio P.C.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura piccola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,3 neve copertura piccola	0,00	0,20	0,00	0,00	0,20	0,00
Qk,1 neve copertura livello P.C.	0,20	0,20	0,00	0,20	0,20	0,00
Qk,2 neve copertura livello P.C.	0,20	0,00	0,20	0,20	0,00	0,20
Qk,1 accidentale su keller 3kPa	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
G2, ricoprimento terreno copertura	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
spinta orizzontale terreno + falda	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
peso verticale acqua invaso	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
spinta orizzontale acqua invaso	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1,00	0,90	0,80	cat. E

Figure 4-50: – Combinazioni di carico allo SLE in Frequente

MANUFATTO DI DERIVAZIONE	QP 1	QP 2
DEAD	1,00	1,00
G2, lamiera copertura	1,00	1,00
G2, paratoia	1,00	1,00
G2, copertura piano campagna	1,00	1,00
G2, keller	1,00	1,00
Qk,1 manutenzione copertura solaio P.C.	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura solaio P.C.	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura piccola	0,00	0,00
Qk,3 neve copertura piccola	0,00	0,00
Qk,1 neve copertura livello P.C.	0,00	0,00
Qk,2 neve copertura livello P.C.	0,00	0,00
Qk,1 accidentale su keller 3kPa	0,80	0,80
G2, ricoprimento terreno copertura	1,00	1,00
spinta orizzontale terreno + falda	1,00	1,00
peso verticale acqua invaso canale	1,00	0,00
spinta orizzontale acqua invaso pozzo	1,00	0,00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1,00	0,90	0,80	cat. E

Figure 4-51: – Combinazioni di carico allo SLE in Quasi Permanente

MANUFATTO DI DERIVAZIONE	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, lamiera copertura	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, paratoia	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, copertura piano campagna	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2, keller	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Qk,1 manutenzione copertura solaio P.C.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura solaio P.C.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,2 manutenzione copertura piccola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,3 neve copertura piccola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,1 neve copertura livello P.C.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,2 neve copertura livello P.C.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Qk,1 accidentale su keller 3kPa	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
G2, ricoprimento terreno copertura	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
spinta orizzontale terreno + falda	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
peso verticale acqua invaso	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
spinta orizzontale acqua invaso	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
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

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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1,00	0,90	0,80	cat. E

Figure 4-52: – Combinazioni di carico Sismiche

4.9 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.

Gli involucri delle combinazioni sono raggruppati nei seguenti Load Case:

Load Case	
Comb. SLU/SLV	2100
Comb. SLE Rara	1100
Comb. SLE Freq.	1200
Comb. SLE Q.P.	1300

4.9.1 Orientamento degli assi locali per gli elementi shell

L'orientamento degli assi locali x e y è determinato dalla relazione tra l'asse locale z e l'asse globale Z:

- il piano locale x-y è verticale, cioè parallelo all'asse Z (globale) nel caso degli elementi quali parete (muri);
- il piano locale x-y ortogonale all'asse Z (globale) nel caso degli elementi quali solette;
- L'asse locale z è sempre uscente dal piano dello shell.

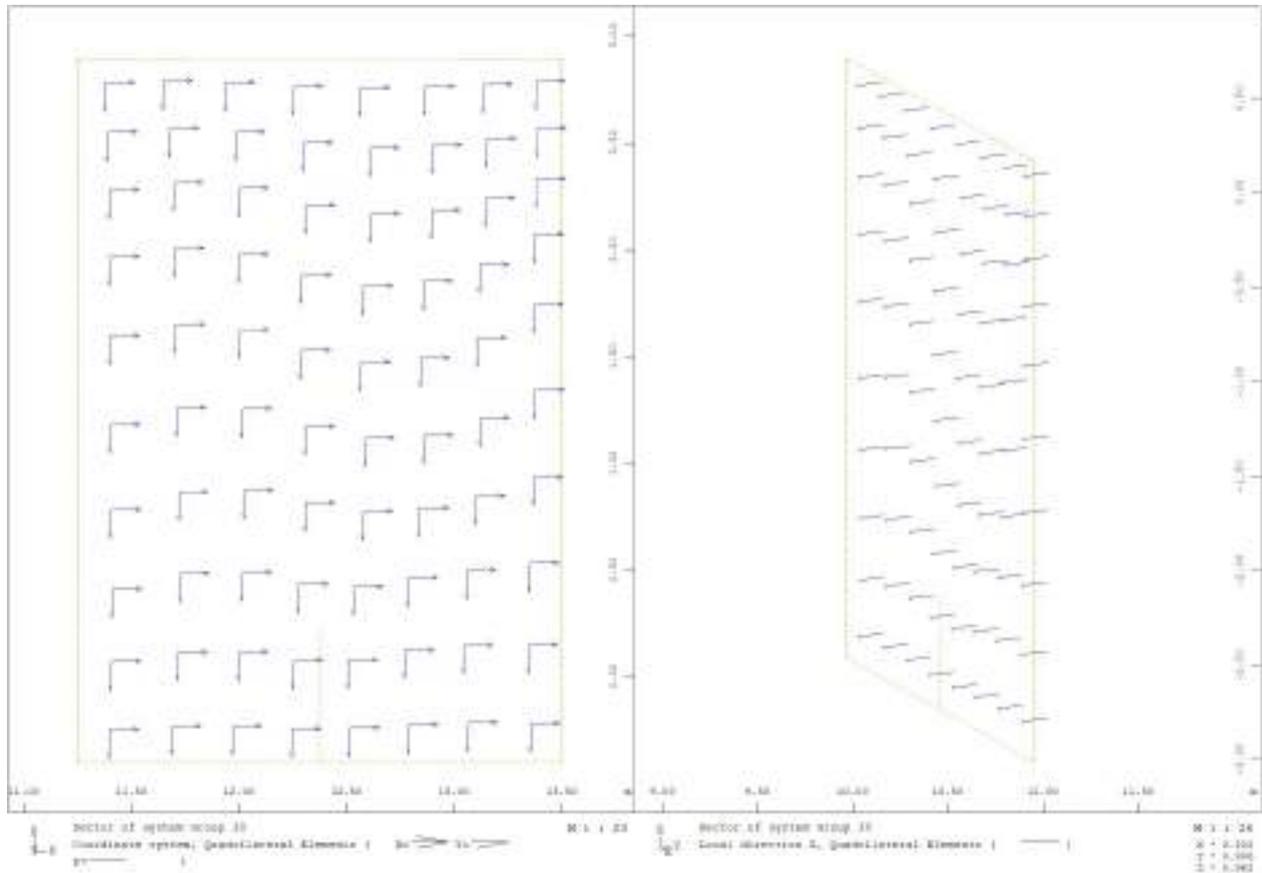


Figure 4-53: – Orientamento assi locali

Nota:

Asse locale z uscente dal piano dello shell.

4.9.2 Considerazioni iniziali di verifica

SI riportano i dati di input iniziali

Copriferri, limiti tensionali e apertura delle fessure massime ammissibili.

L’armatura massima ammissibile per rispettare i copriferri imposti e per le quali le verifiche sono state condotte e verificate sono:

Fondazione:

diametro max consentito $\Phi 20$ entrambe le direzioni;

Muri:

diametro max consentito $\Phi 20$ entrambe le direzioni;

Soletta:

diametro max consentito $\Phi 16$ entrambe le direzioni;

Muri

SOFiSTiK: Design parameters of area elements

Common Graphical Output

Design parameter

	Selection	Type	Direction and Distance	Reinforcement	Crack Control
1	Remaining Groups	No design	0.00°;0.00°	10 mm ; - ; 38.01cm ² /m	0.20mm ;0.20mm ; -
2	10;20;30;40;50;60;70;80;90	Two Layers (orthogonal)	73.0mm ;73.0mm ;95.0mm ;95.0mm ?	10 mm ; - ; 38.10cm ² /m	0.20mm ;0.20mm ; - ?
3	200	Two Layers (orthogonal)	0.00°;0.00° 61.0mm ;61.0mm ;83.0mm ;83.0mm ?	10 mm ; - ; 38.01cm ² /m 10 mm ; - ; 38.01cm ² /m	0.20mm ;0.20mm ; - 0.20mm ;0.20mm ; - ?
4	300	Two Layers (orthogonal)	0.00°;0.00° 64.0mm ;64.0mm ;80.0mm ;80.0mm ?	10 mm ; - ; 26.14cm ² /m 10 mm ; - ; 26.14cm ² /m	0.20mm ;0.20mm ; - 0.20mm ;0.20mm ; - ?

Figure 4-54: – copriferro gruppi

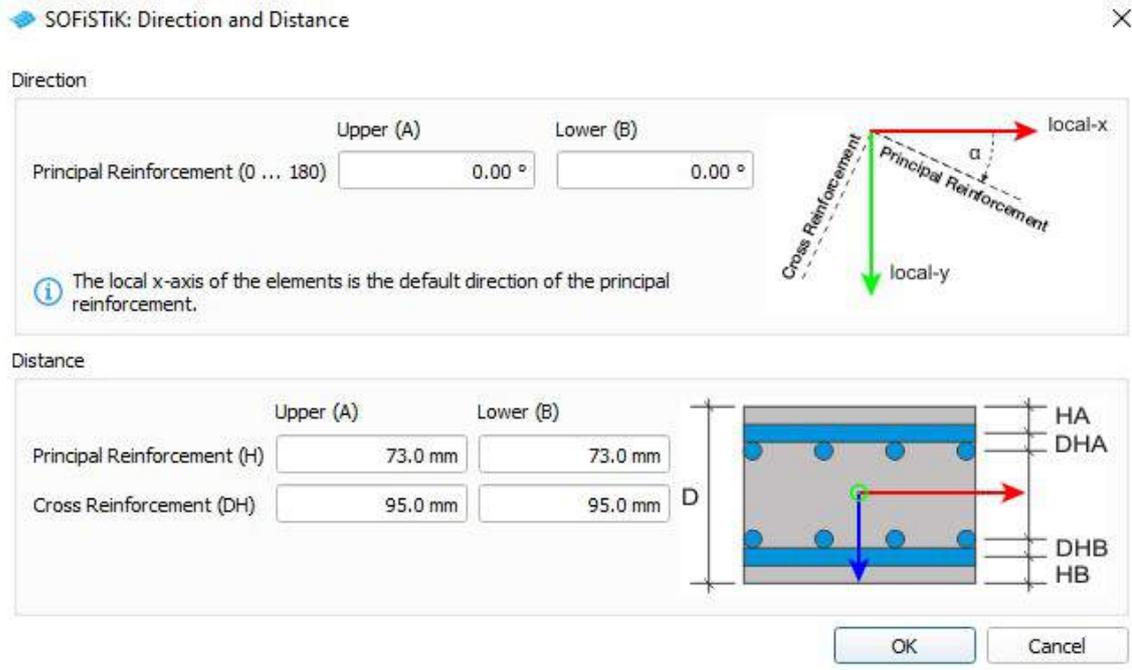


Figure 4-55: – copriferro pareti

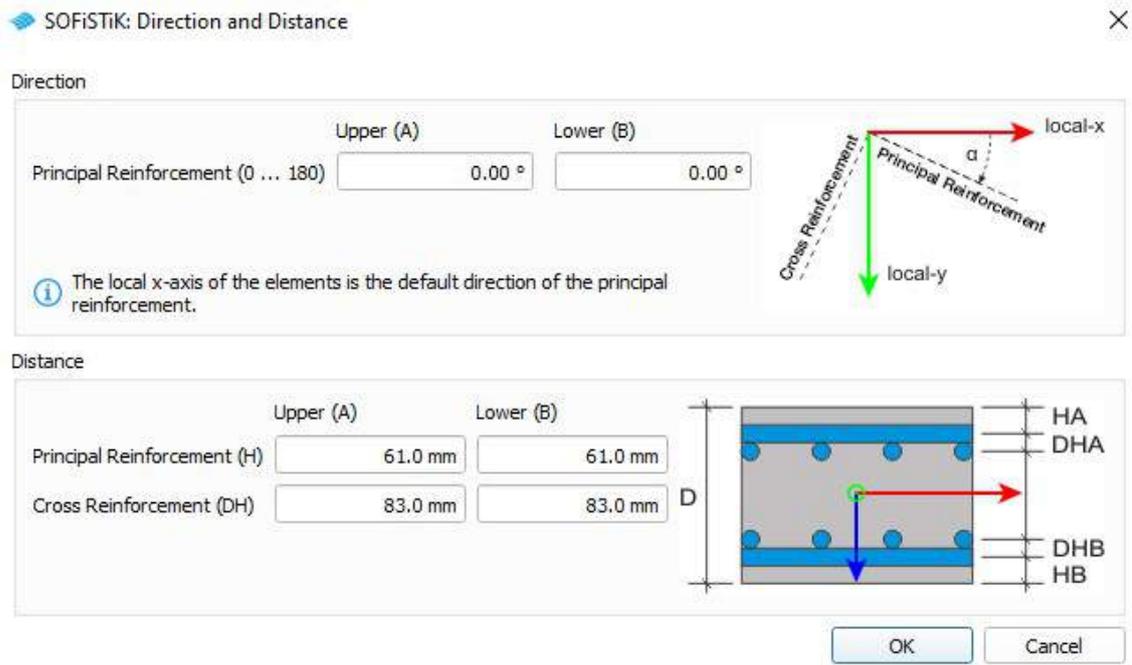


Figure 4-56: – copriferro soletta di fondazione

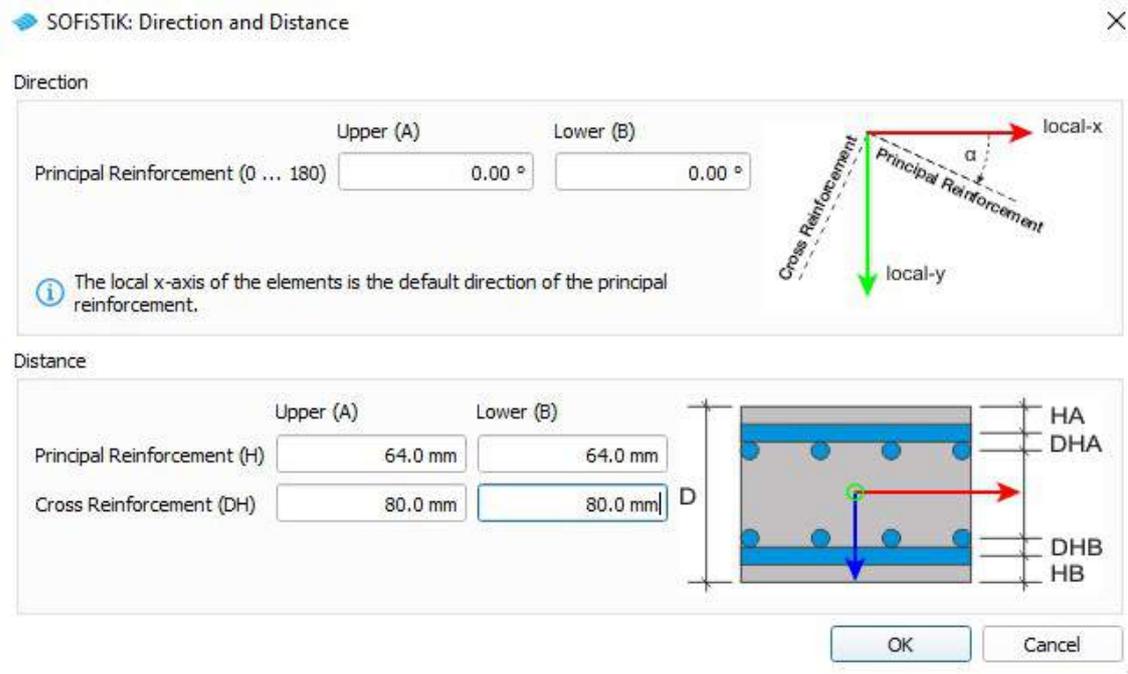


Figure 4-57: – copriferro soletta di copertura

SOFiSTiK: Crack Control

Upper

	Crack width	Steel stress
Principal Reinforcement	0.20 mm	360.00 MPa
Cross Reinforcement	0.20 mm	360.00 MPa

Lower

	Crack width	Steel stress
Principal Reinforcement	0.20 mm	360.00 MPa
Cross Reinforcement	0.20 mm	360.00 MPa

Permissible crack width for crack width control with or without direct calculation. Crack width control acc. to EN 1992-1-1, table 7.3N requires input for permissible steel stress.

OK Cancel

Figure 4-58: – limite apertura fessure e tensione sull’acciaio

Il procedimento di verifica impostato nel software è quello di “in primis” calcolare l’armatura necessaria per le verifiche di resistenza SLU/SLV, lo step successivo è quello di verificare l’armatura calcolata agli SLU/SLV a fessurazione, se l’armatura non soddisfa le verifiche il software aumenta automaticamente l’armatura (fino a un limite che è stato impostato come visto precedentemente) e si passa alle verifiche tensionali la quale può confermare oppure aumentare l’armatura ulteriormente.

4.9.3 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Al seguente capitolo vengono riportate le verifiche delle parti strutturali del manufatto quali:

- Fondazione;
- Muri perimetrali;

- Setto interno invaso;
- Soletta superiore;
- Pilastro;
- Trave in cls;
- Trave metallica HEB-200.

Fondazione spessore 55cm a quota 408.1 m s.l.m.

Fondazione – inviluppo SLU/SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione più profondo a quota estradosso 408.1m s.l.m.

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

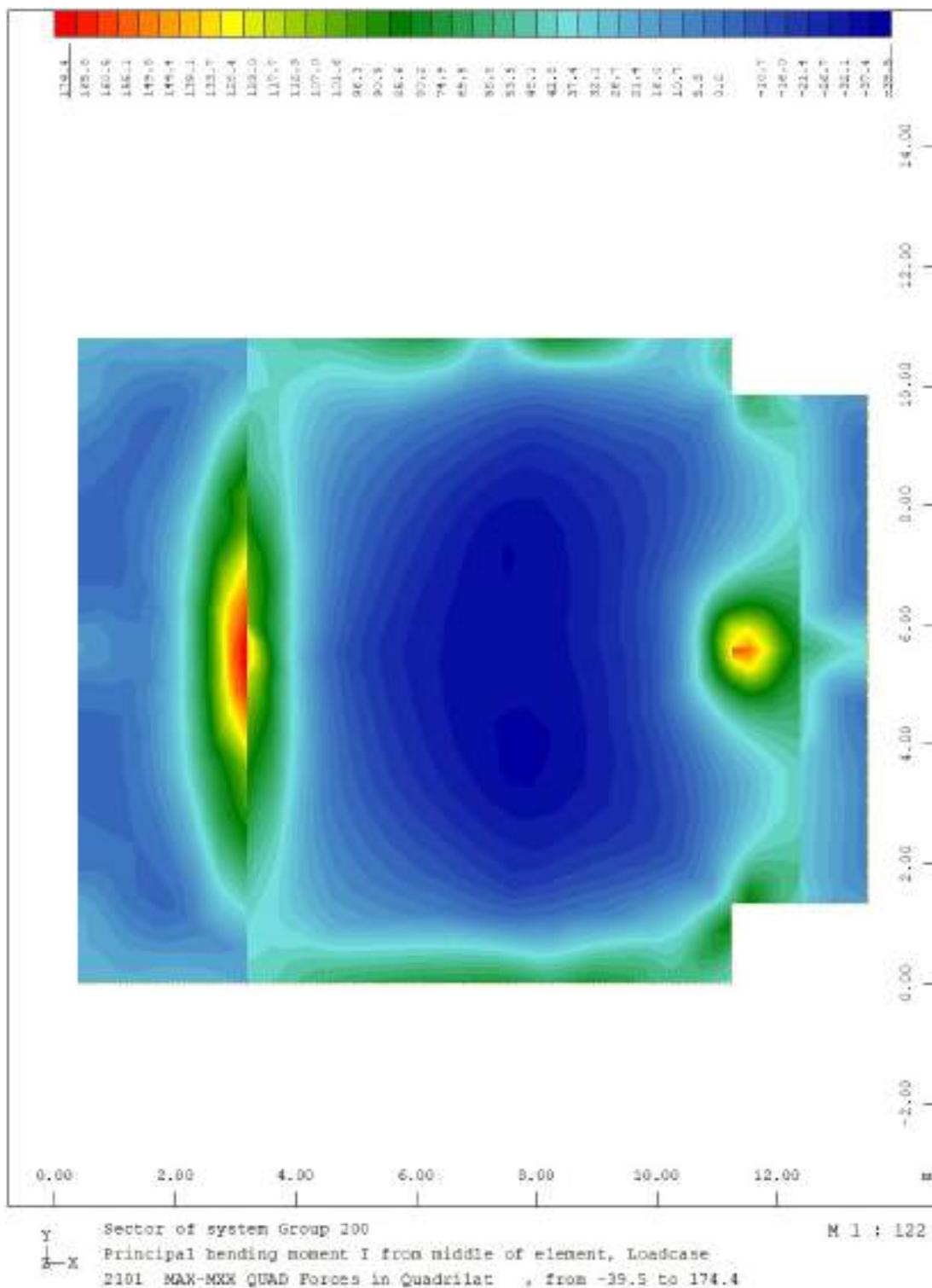


Figure 4-59: – Mxx,max

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

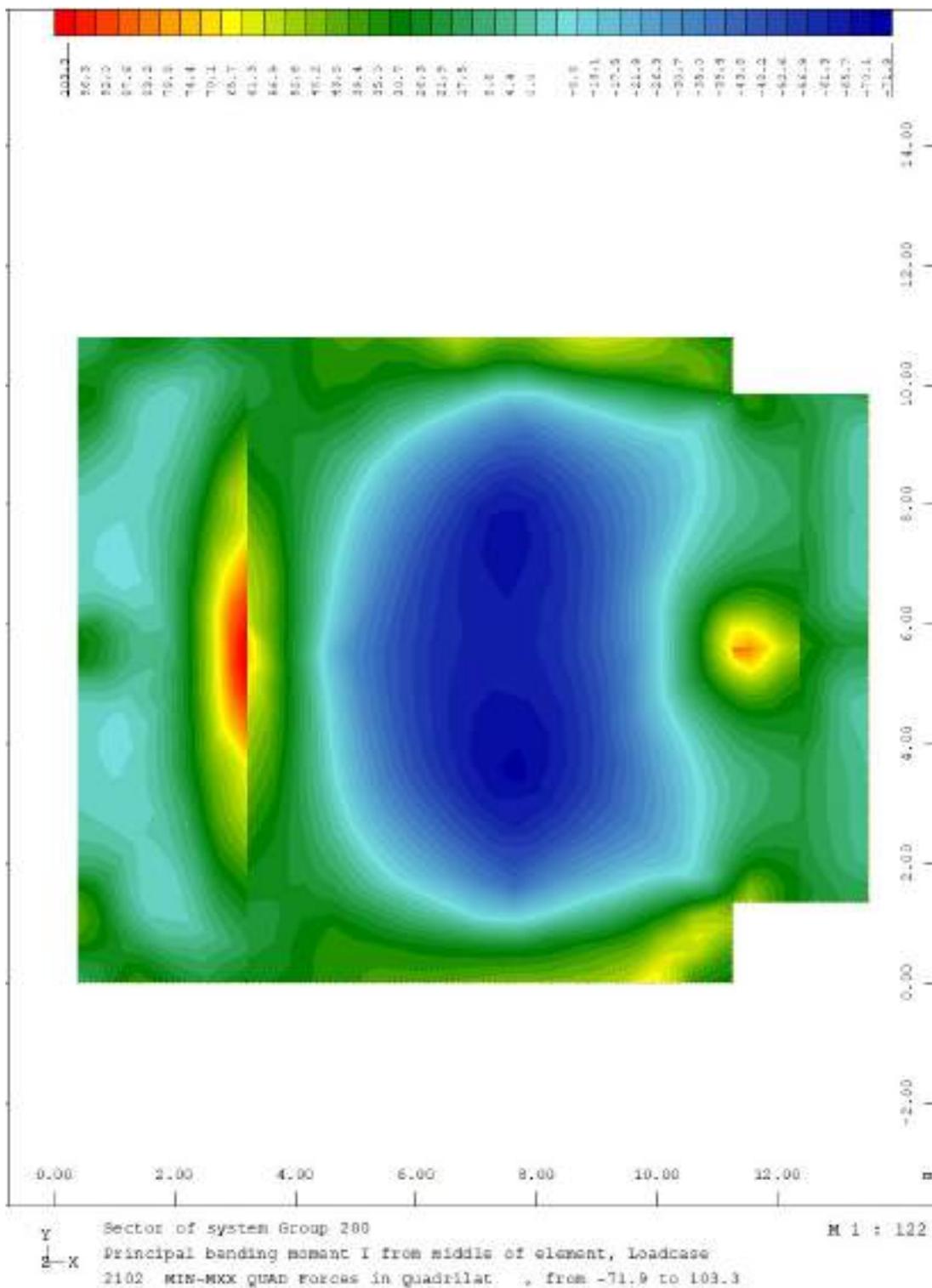


Figure 4-60: – $M_{xx,min}$

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M_{yy} (valori massimi)

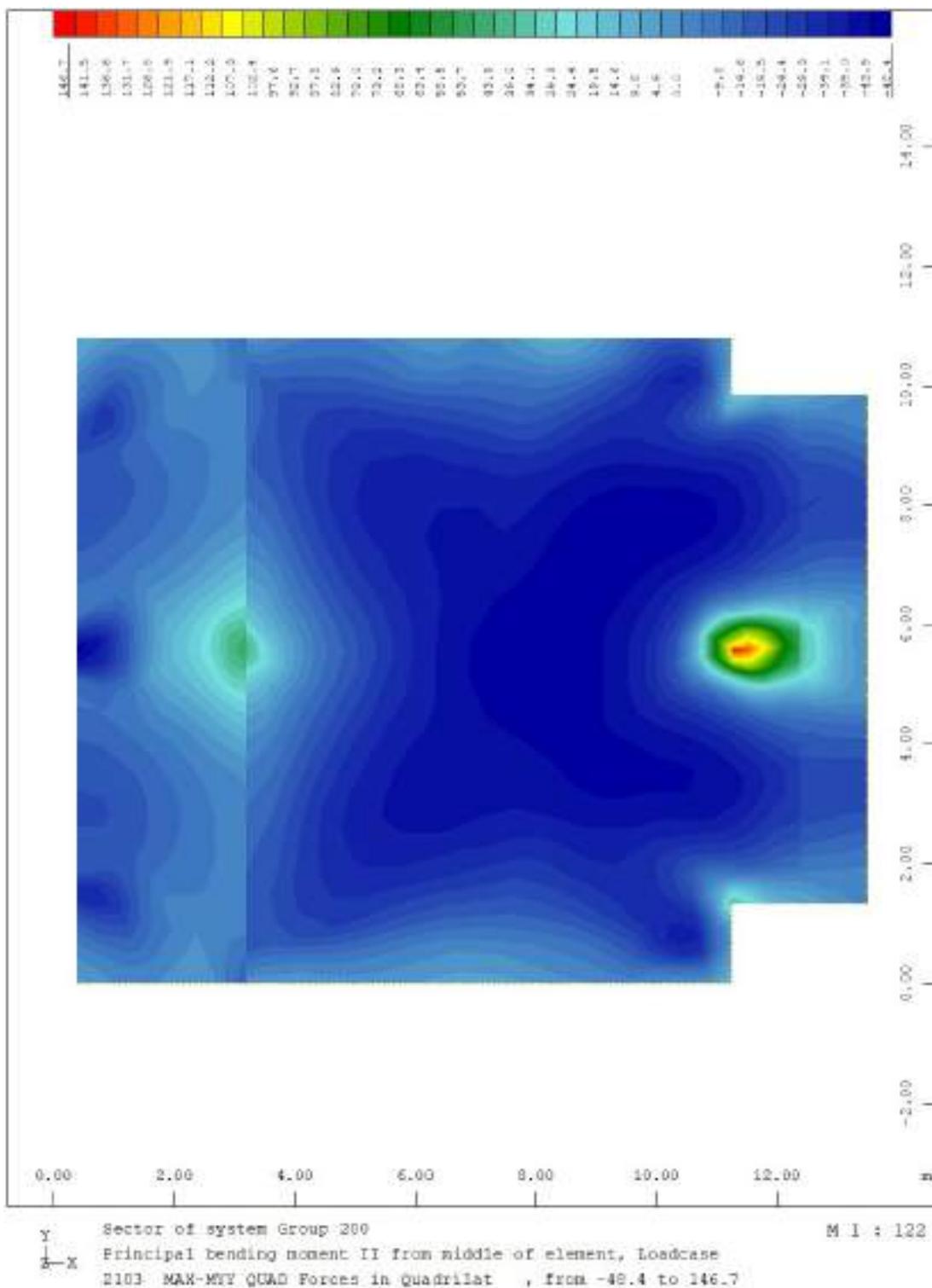


Figure 4-61: – Myy,max

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

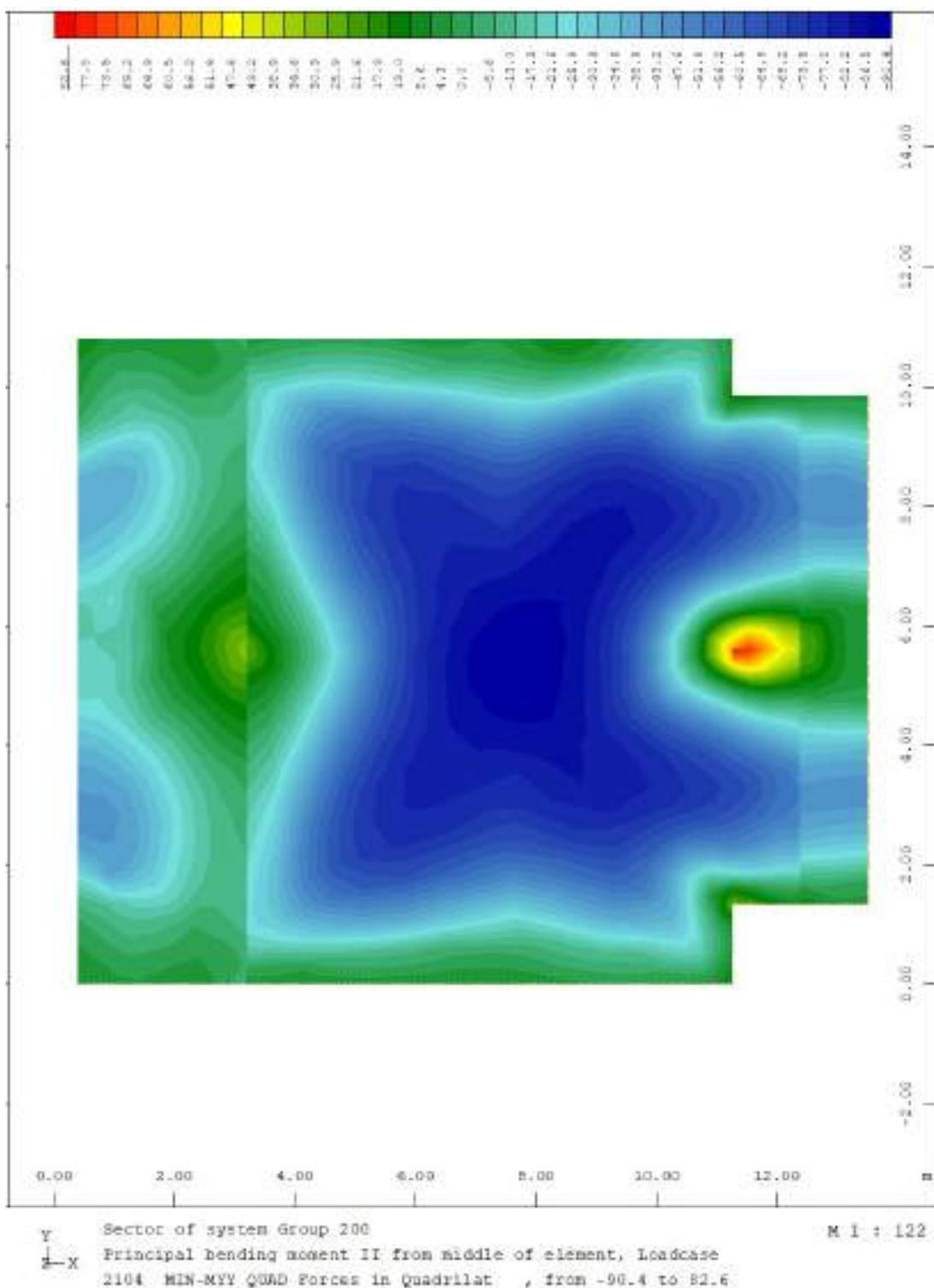


Figure 4-62: – $M_{yy,min}$

Inviluppo del taglio SLU-SLV V_y (valori massimi)

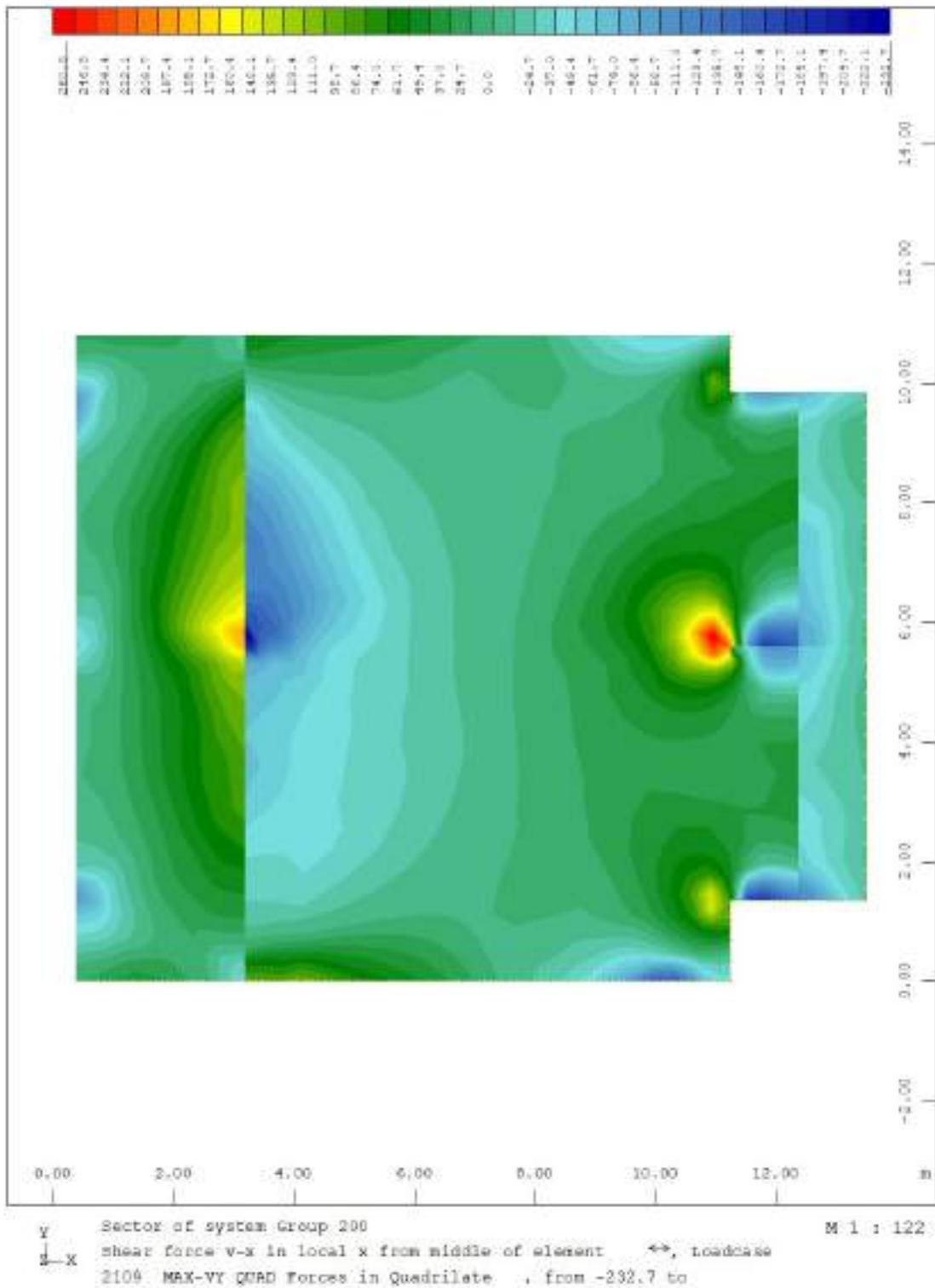


Figure 4-63: – Vy taglio verticale

Fondazione – SLE – Quasi permanente

Tensione di Trazione in Combinazione Quasi Permanente

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

- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.52 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 1.50 MPa e quindi minore del valore limite:

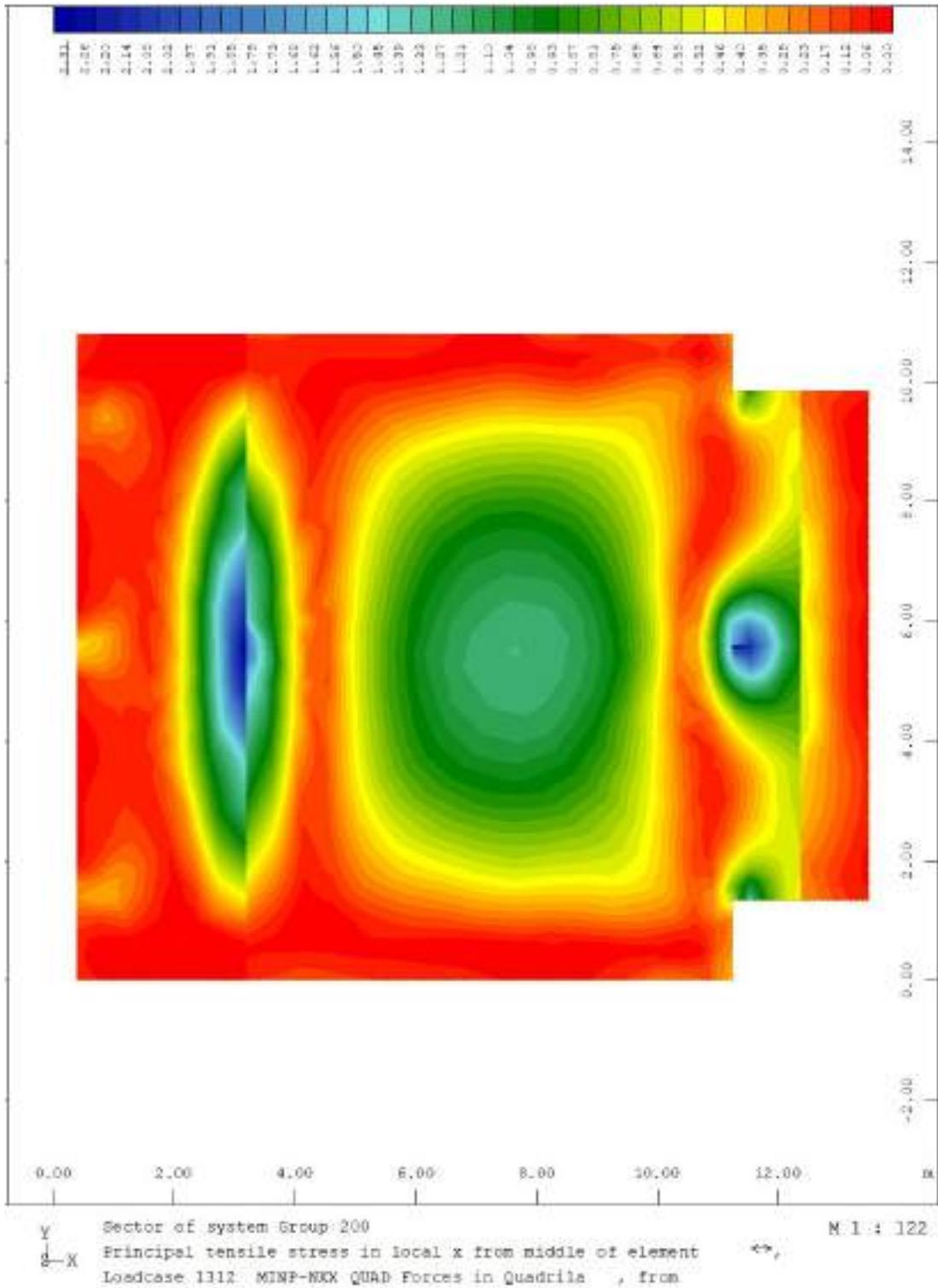


Figure 4-64: – $\sigma_{t, max}$

Fondazione - SLE – frequente

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori massimi)

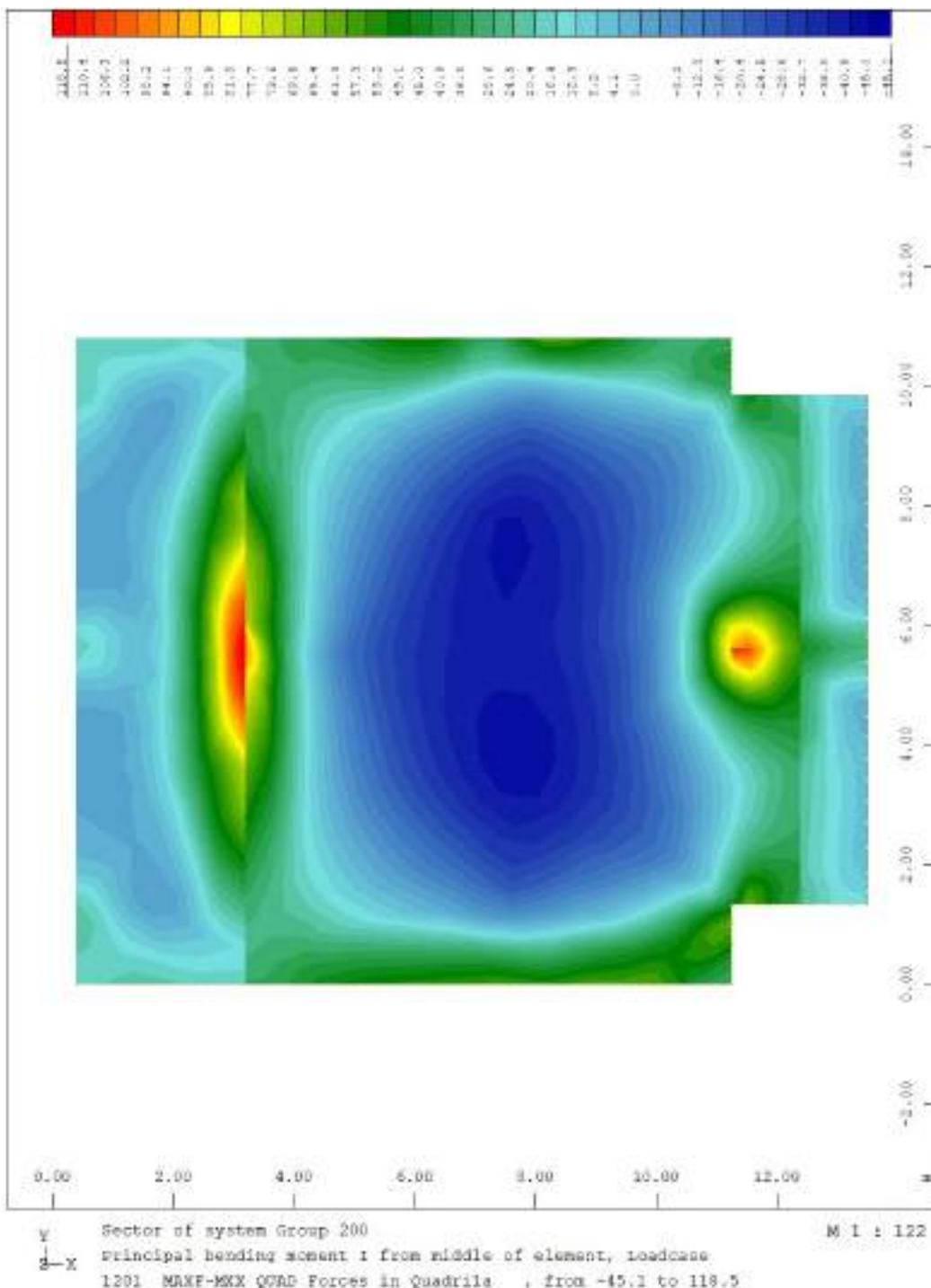


Figure 4-65: – Mxx,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori minimi)

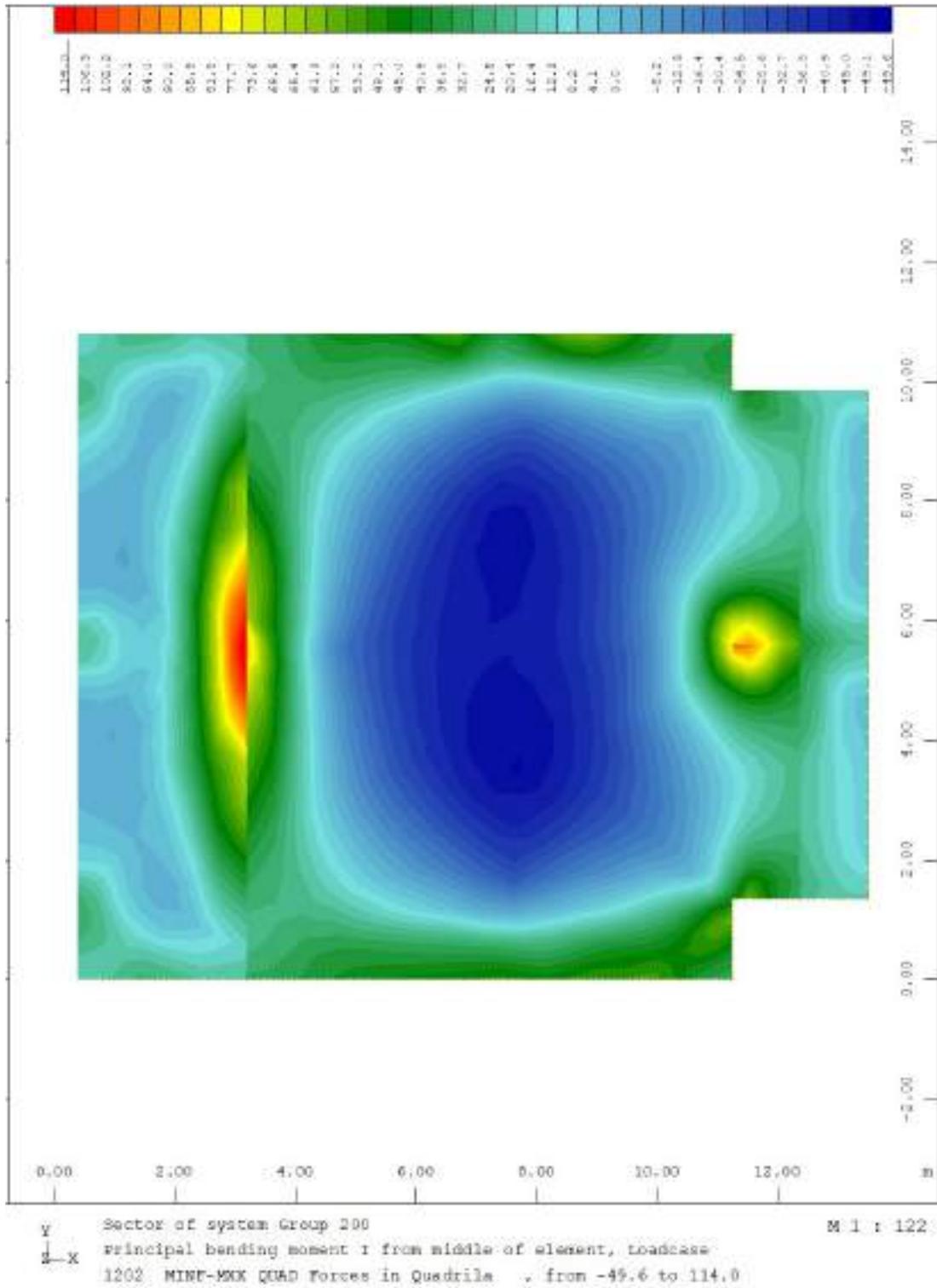


Figure 4-66: – Mxx,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori massimi)

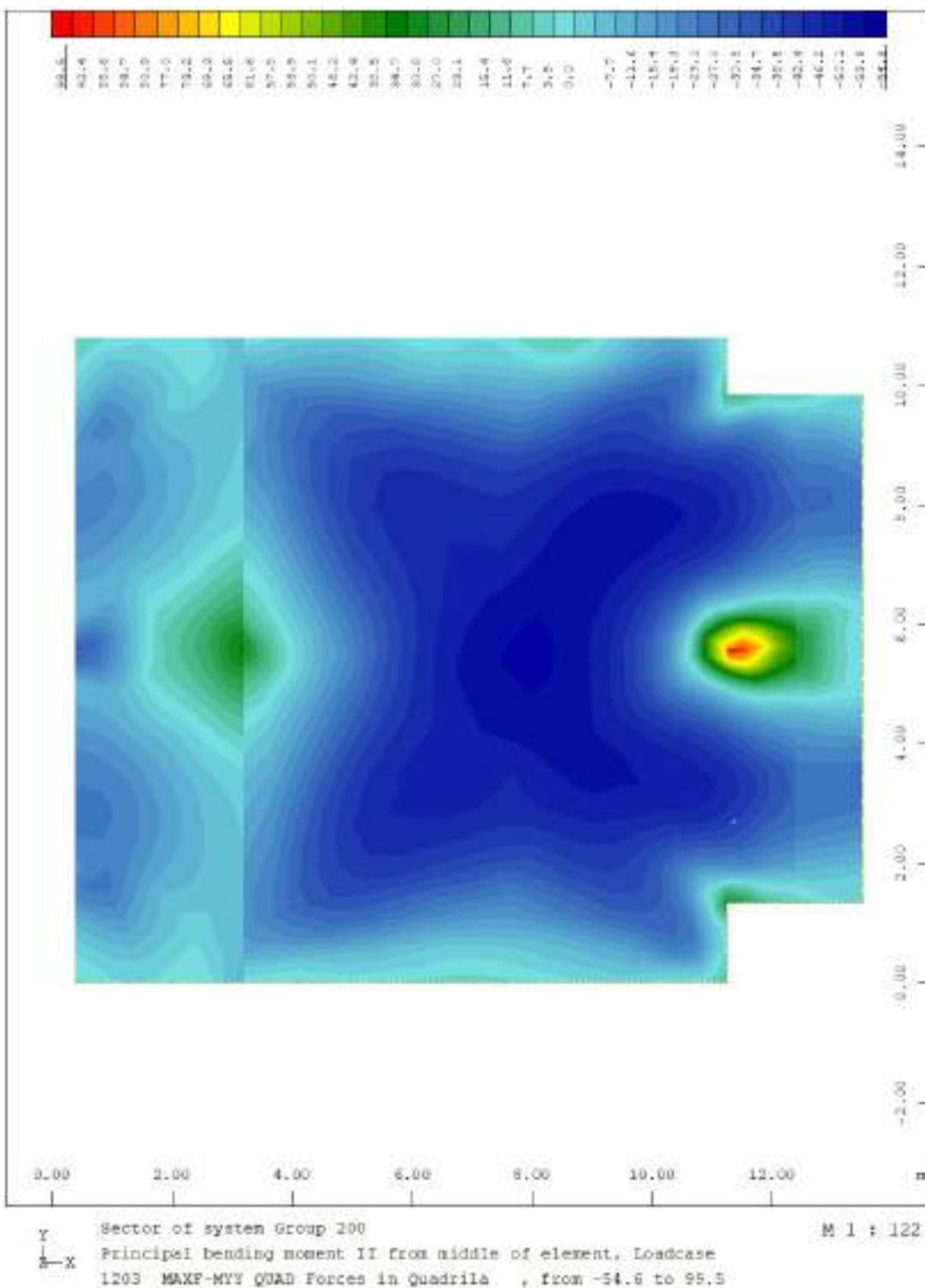


Figure 4-67: – $M_{yy,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Frequente M_{yy} (valori minimi)

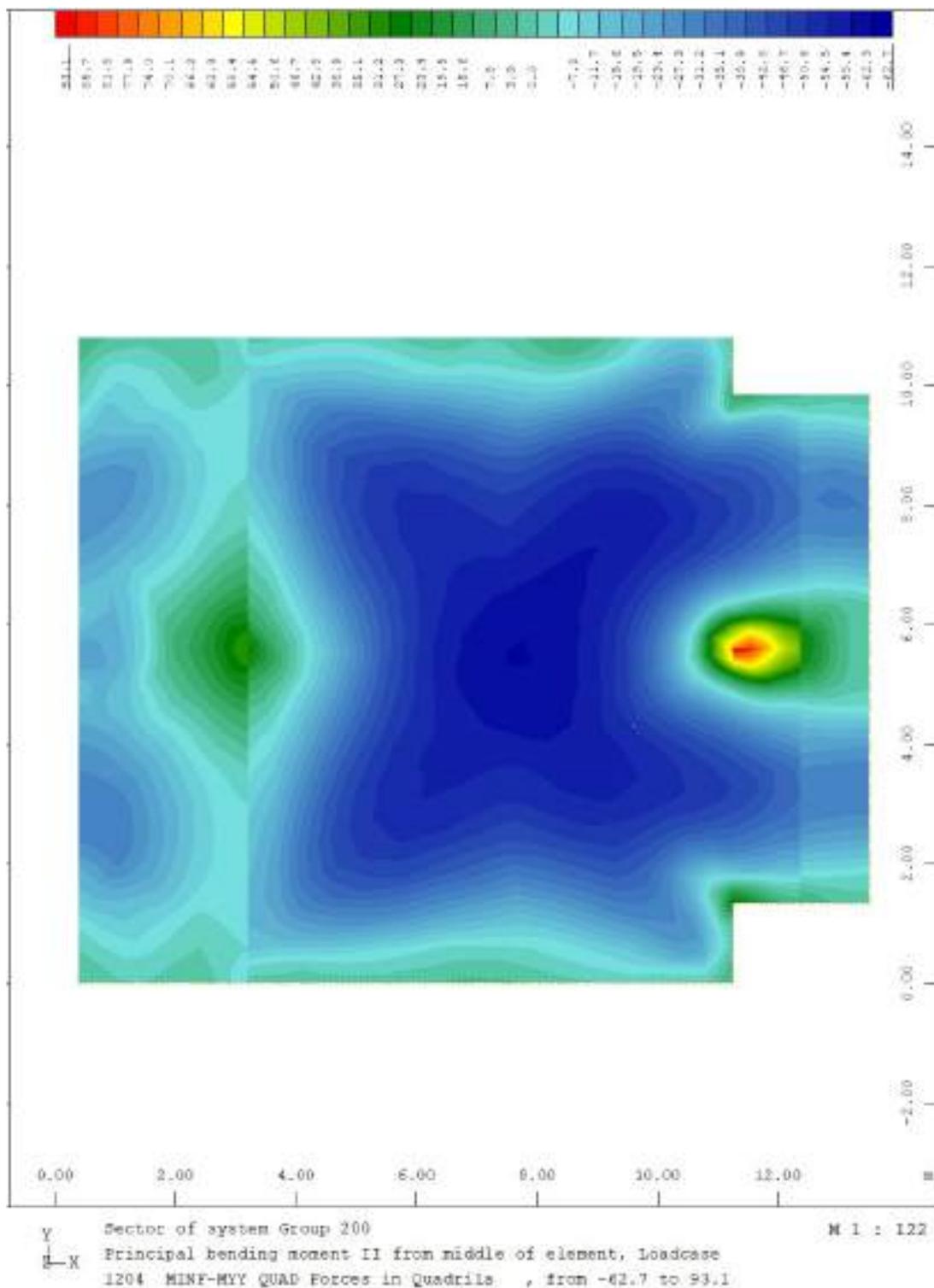


Figure 4-68: – $M_{yy,min}$

Fondazione - SLE – Rara

Inviluppo momento flettente SLE Rara M_{xx} (valori massimi)

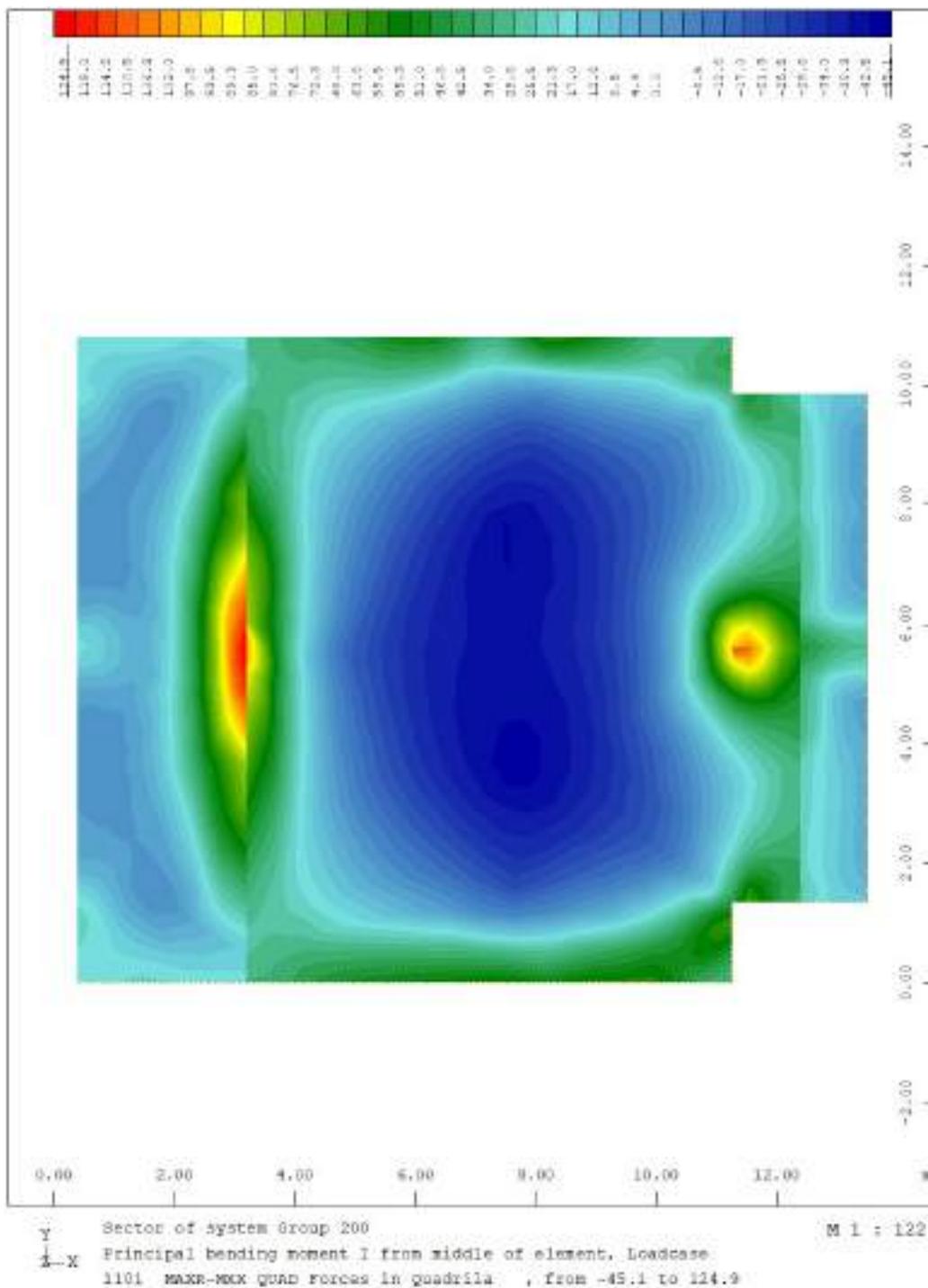


Figure 4-69: – Mxx,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara Mxx (valori minimi)

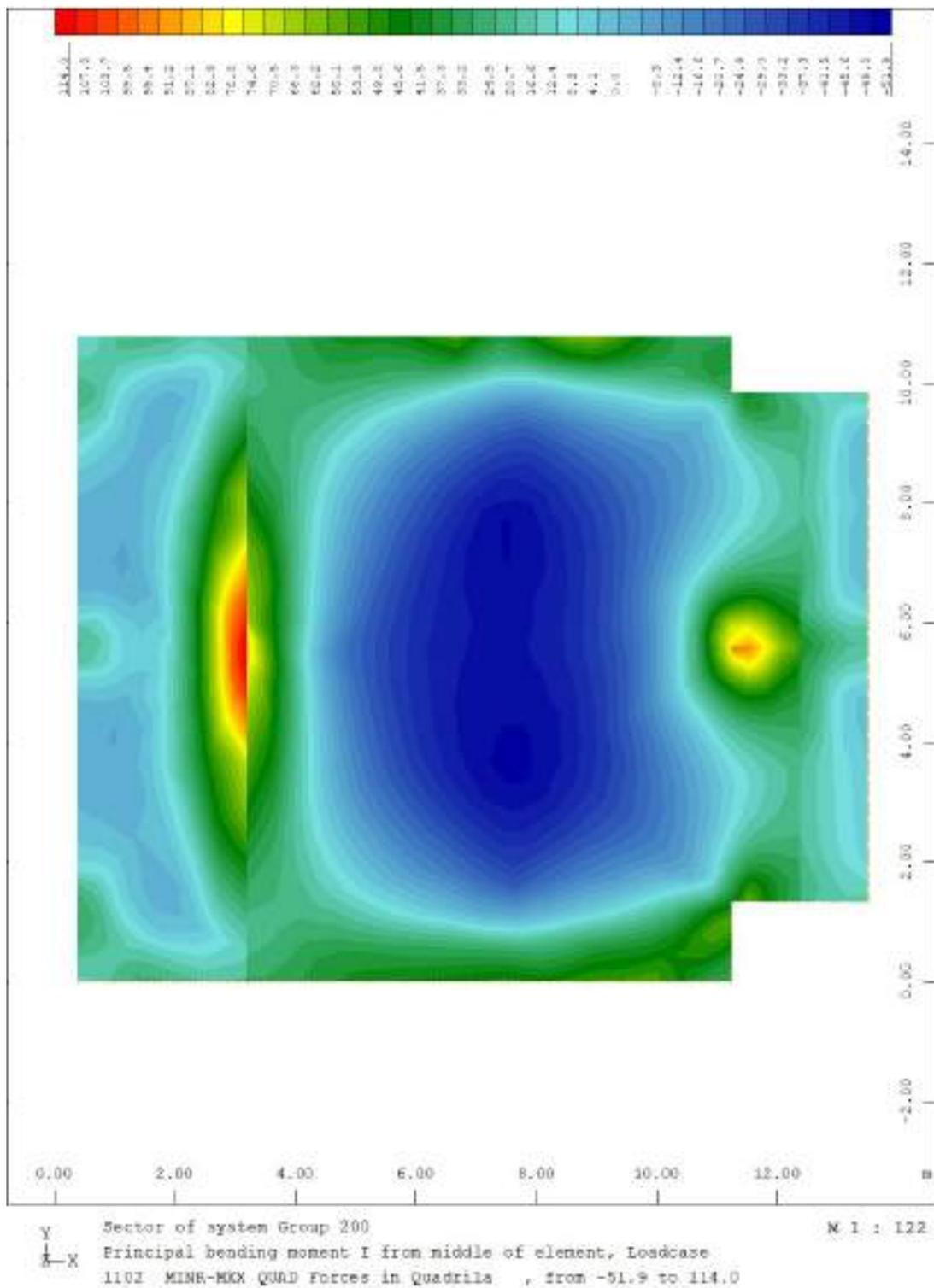


Figure 4-70: – Mxx,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori massimi)

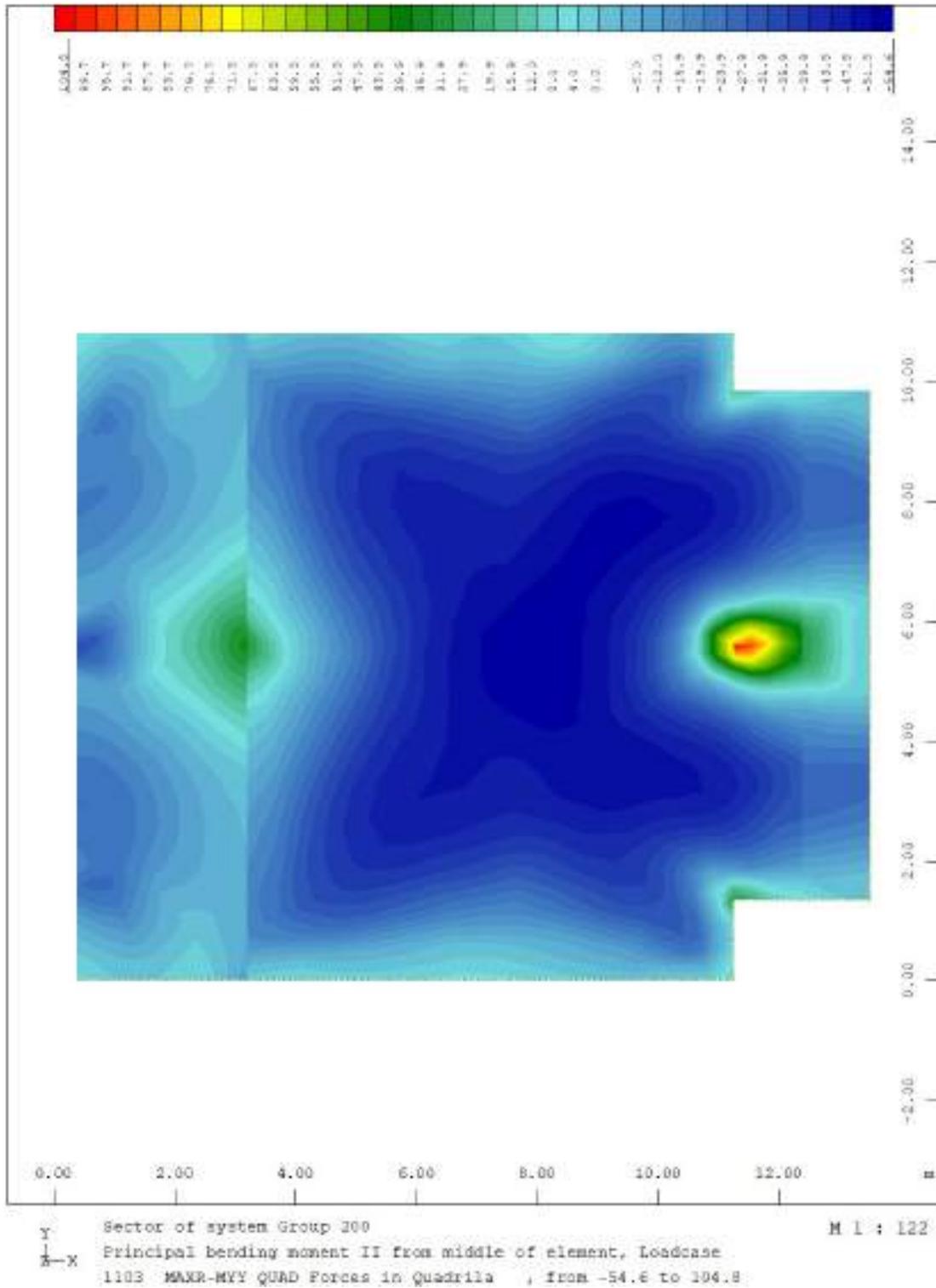


Figure 4-71: – Myy,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori minimi)

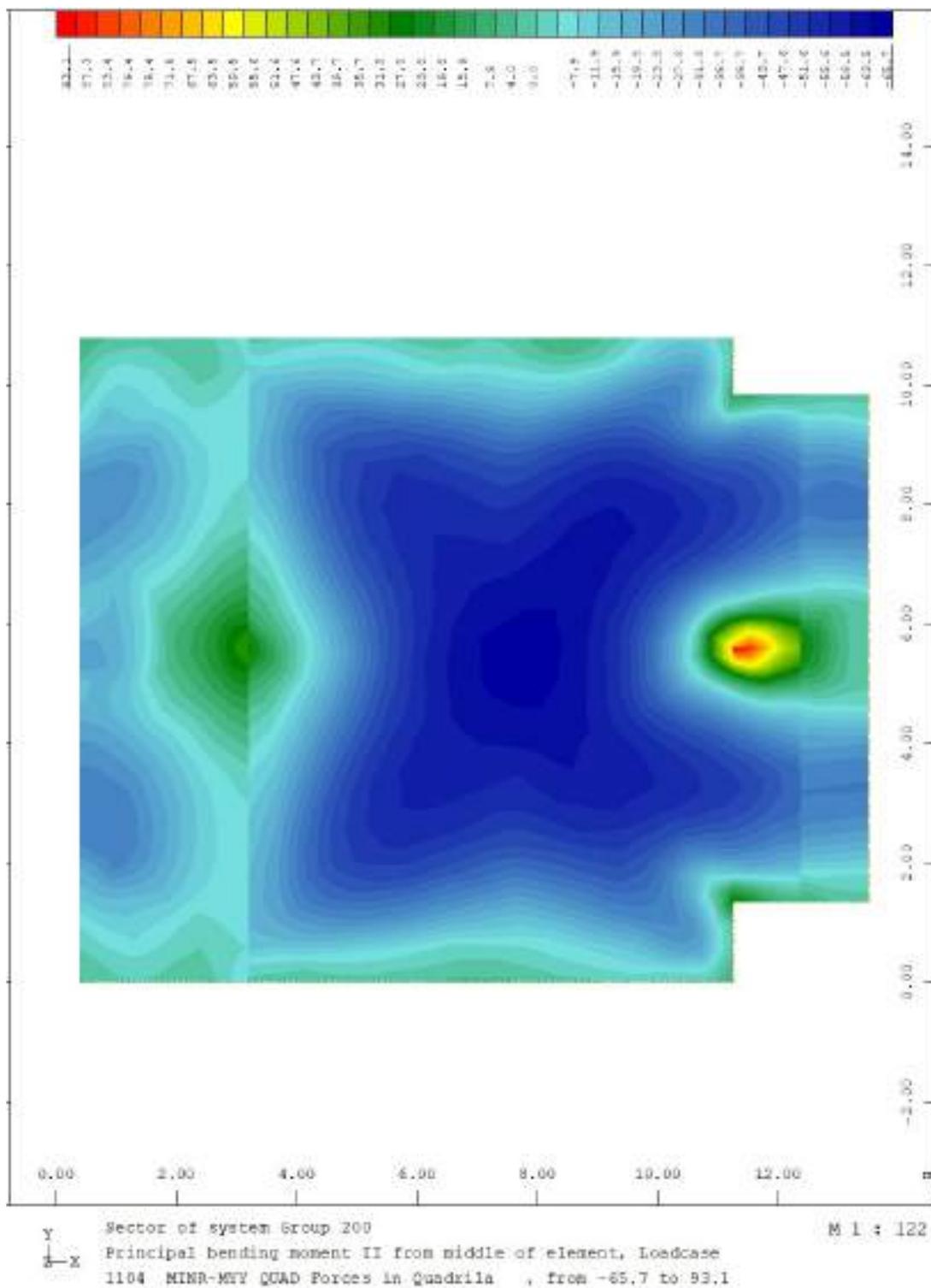


Figure 4-72: – $M_{yy,min}$

Verifiche fondazione

Avendo impostato i limiti di fessurazione e lo stato tensionale nel cls e nell’acciaio richiesto alle varie combinazioni, il software calcola in modo automatizzato il minimo quantitativo di armatura previsto per soddisfare le verifiche di resistenza e di esercizio.

Si riportano per la fondazione il quantitativo di armatura necessaria per entrambe le direzioni x e y.

Armatura calcolata:

- L’armatura massima a lembo superiore richiesta in direzione x è di 9.36 cm²/m. L’armatura commerciale equivalente è **Φ16/200** = 10.05 cm²/m;
- L’armatura massima a lembo superiore richiesta in direzione y è di 14.3 cm²/m. L’armatura commerciale equivalente è **Φ20/200** = 15.71 cm²/m;
- L’armatura massima a lembo inferiore richiesta in direzione x è di 14.8 cm²/m. L’armatura commerciale equivalente è **Φ20/200** = 15.71 cm²/m;
- L’armatura massima a lembo inferiore richiesta in direzione y è di 20.2 cm²/m. L’armatura commerciale equivalente è **Φ20/200 + Φ20/400** = 23.56 cm²/m;

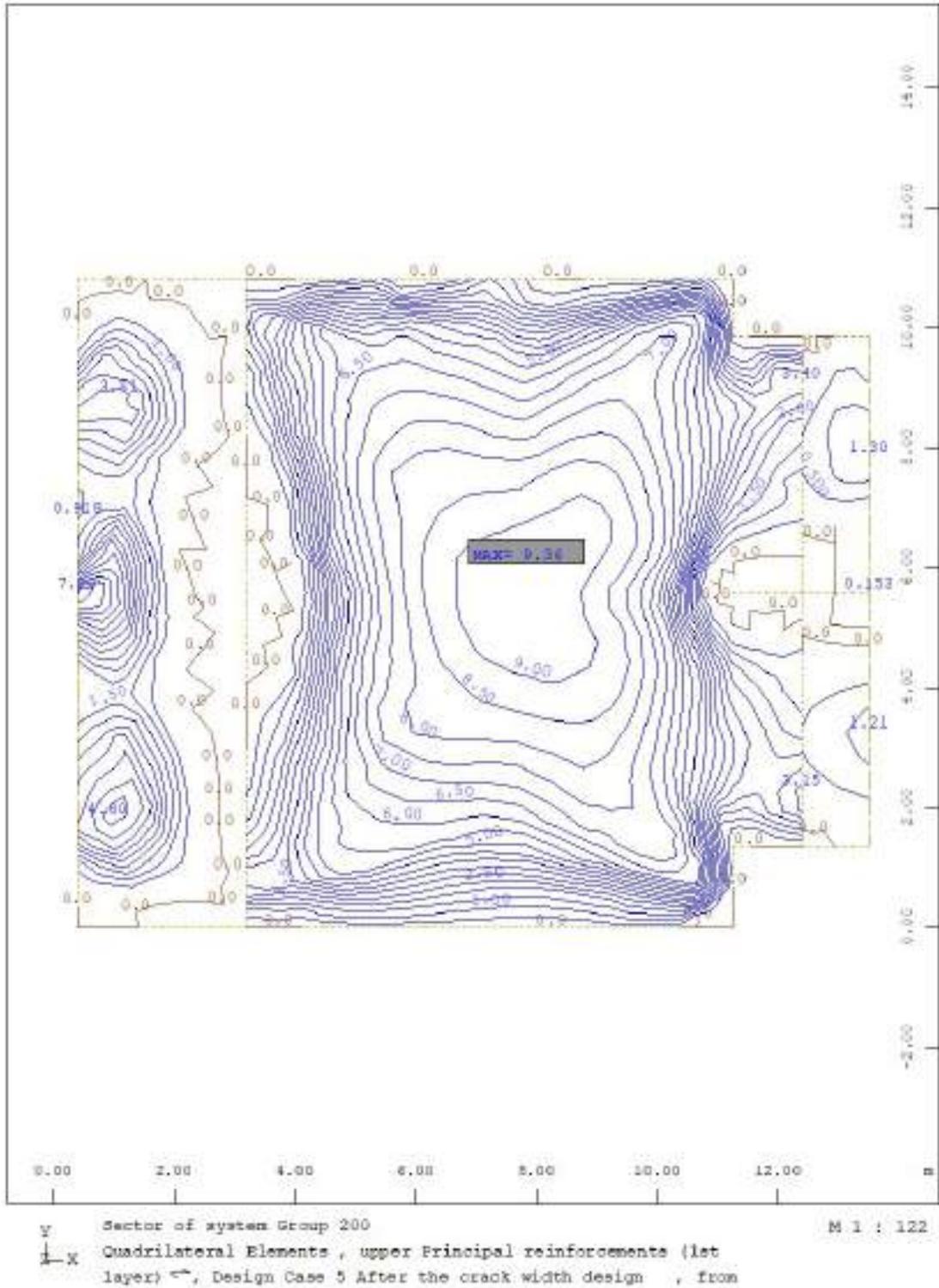


Figure 4-73: – Armatura superiore direzione x

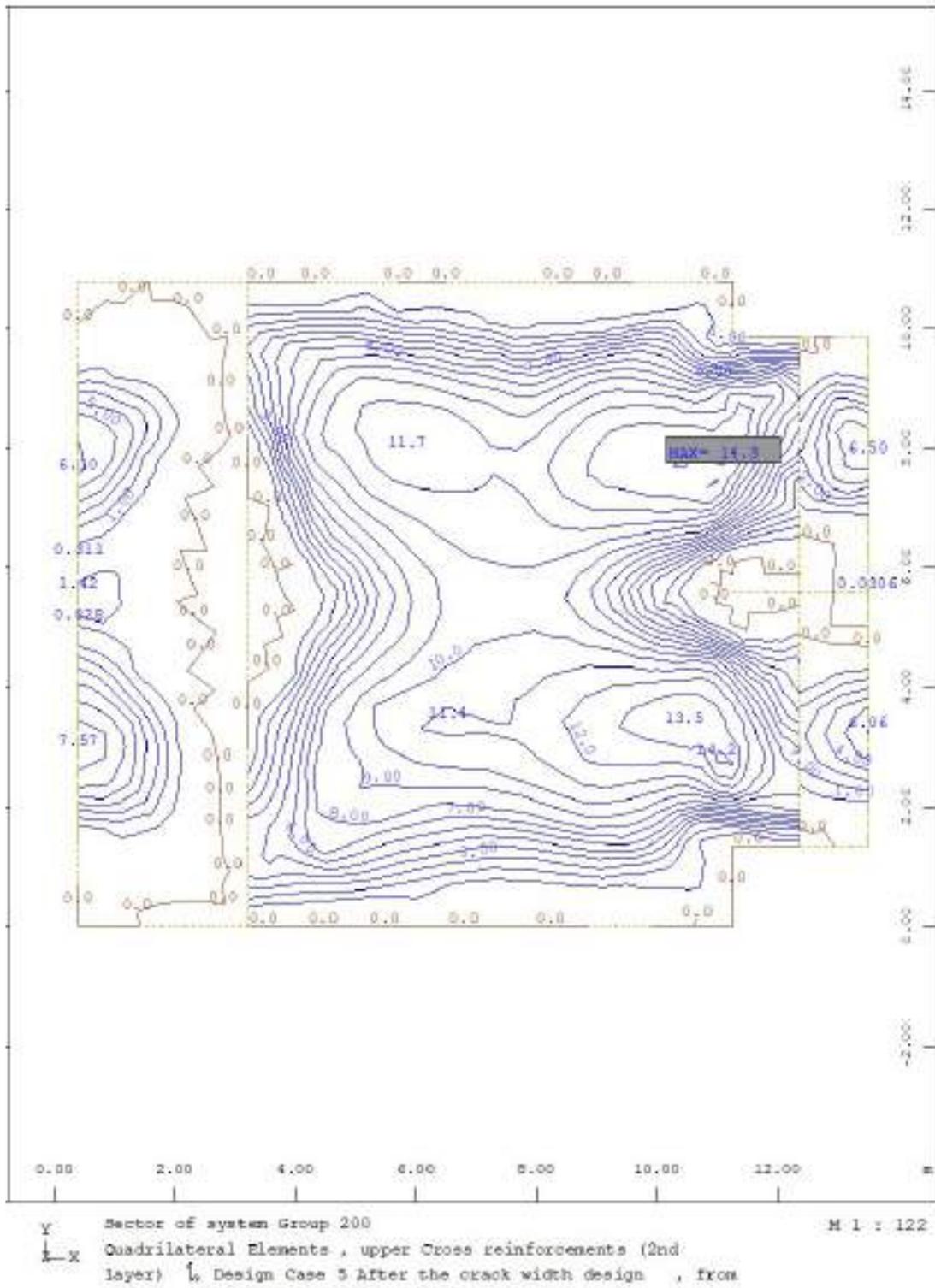


Figure 4-74: – *Armatura superiore direzione y*

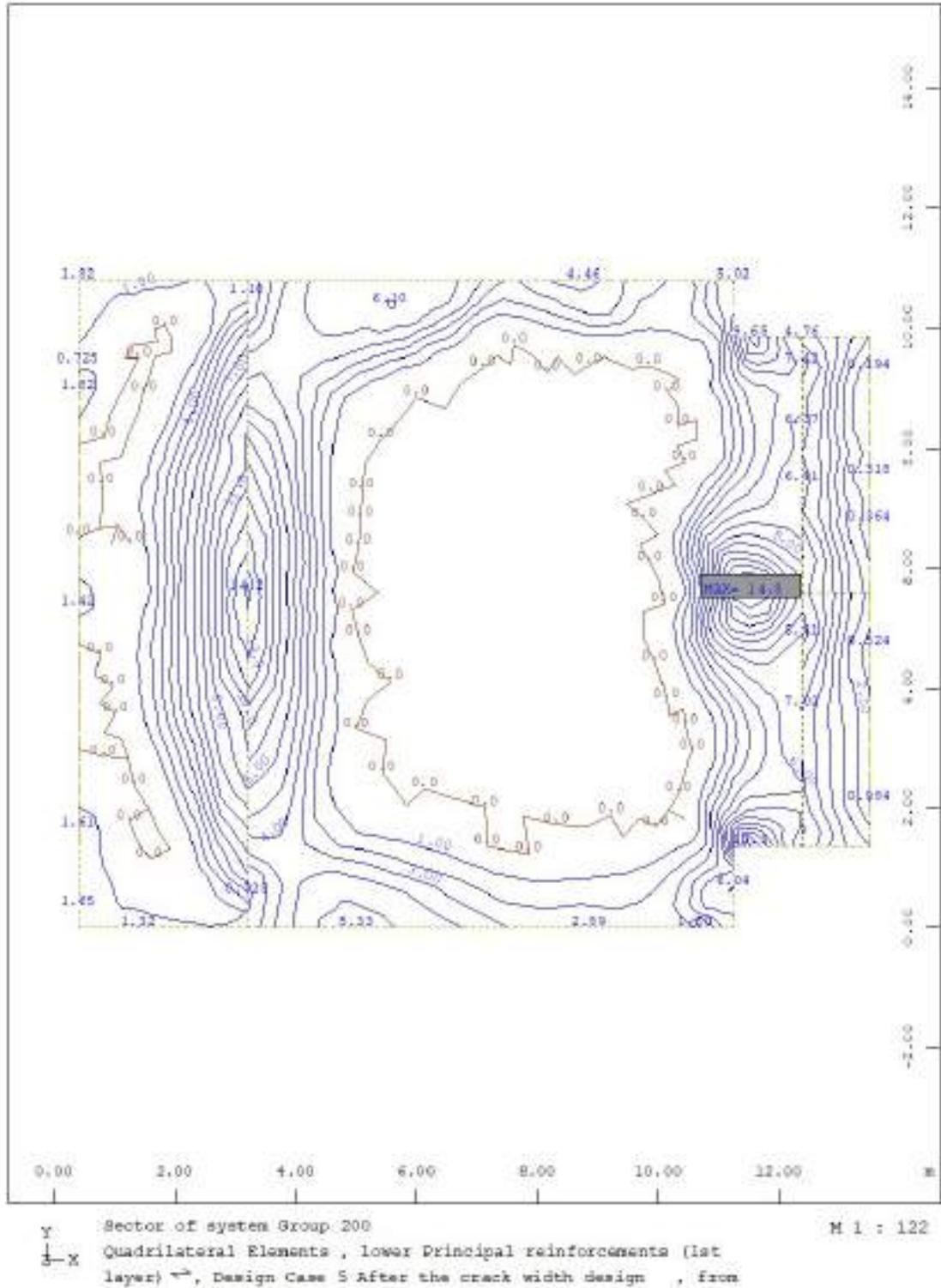


Figure 4-75: – Armatura inferiore direzione x

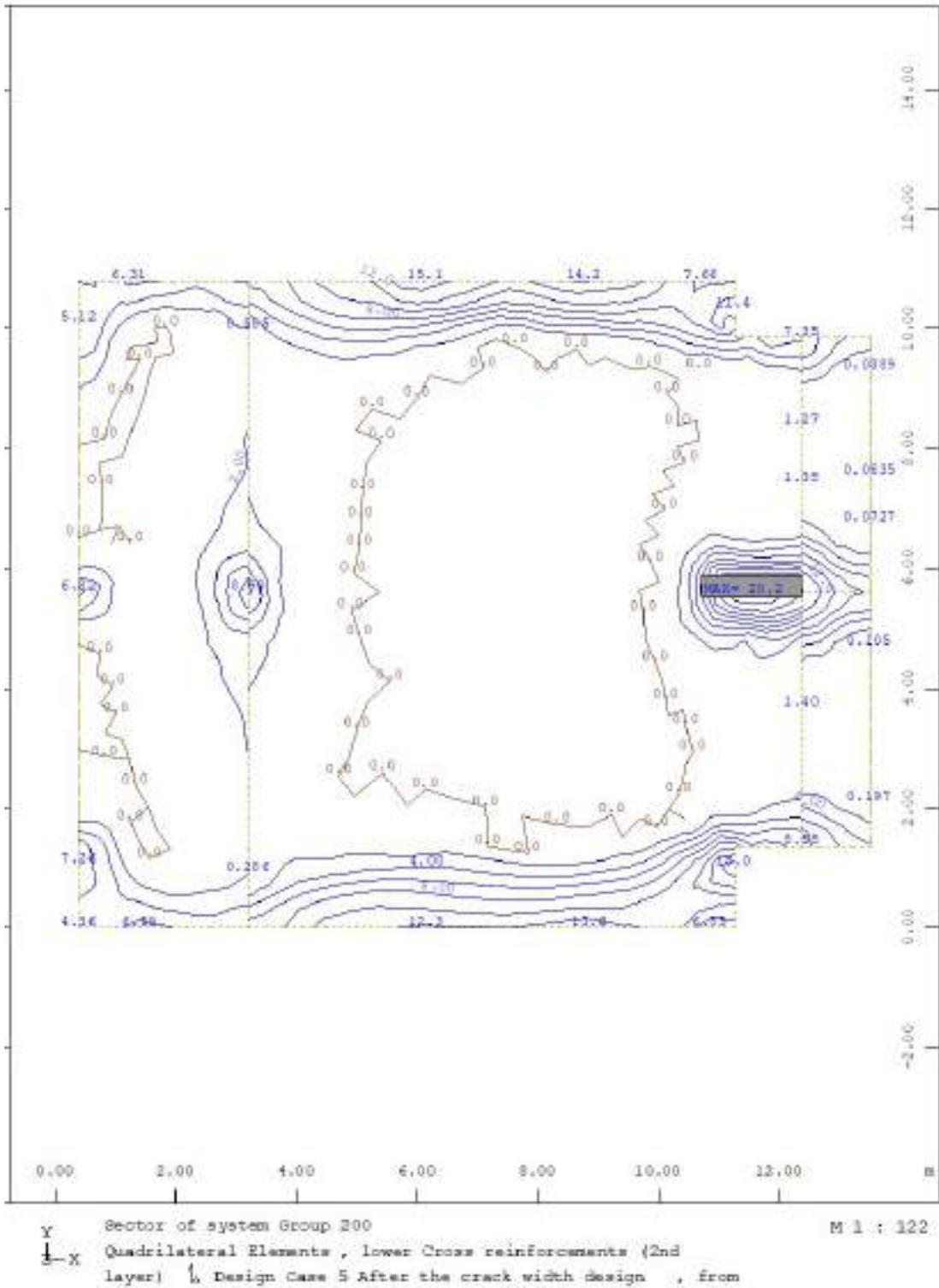


Figure 4-76: – *Armatura inferiore direzione y*

Alla verifica non risulta necessaria alcuna armatura a taglio e punzonamento.

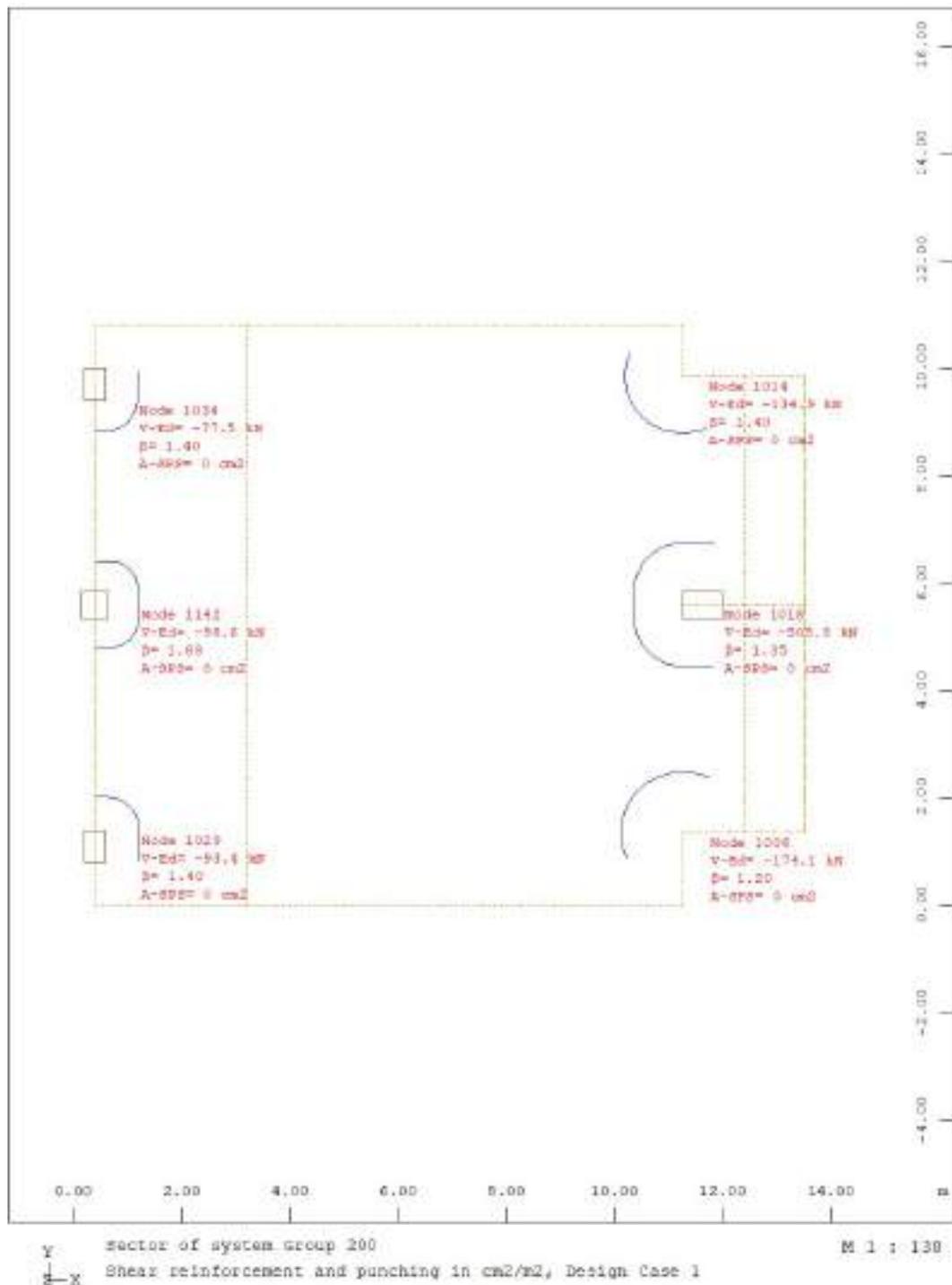


Figure 4-77: – Armatura a taglio e punzonamento

Verifiche agli SLE

Si riportano le verifiche a fessurazione e degli stati tensionali per le varie combinazioni agli SLE.

L’armatura calcolata agli SLU/SLV è stata aumentata dal software per soddisfare le verifiche a fessurazione.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	wk [mm]	
1	EN-1992	0.20	Calculation of crack-width acc. EN 1992 7.3.4
Reinforcement has been increased by SLS design -> WINGRAF: Decisive design check✓			
wk Required crack width: ->para = values from design parameter definition			
1040 elements/nodes were designed with direct calculation of crack width EN 1992-1-1 7.3.4			

Il software riporta le zone dove ha aumentato l’armatura, per avere delle fessure massime $w_k=0.20\text{mm}$

Serviceability load results according to EN 1992-1-1

ELEM No	LC No	x [m]	wk [mm]	as1	as2	as3	d1 [mm]	d2 [mm]	d3 [mm]	wk+ [mm]	as1+	as2+	as3+
*****	1301 L		0.58	9.30	8.70		10	10		0.20	14.76	19.48	
*****		L	0.84	8.09	7.21		10	10		0.20	14.85	20.94	
*****		U	1.08	2.85	2.05		10	10		0.20	7.95	8.05	
*****	1303 U		1.08	2.74	0.99		10	10		0.20	7.85	4.42	
*****	1301 U		1.09	2.51	2.14		10	10		0.20	7.44	8.32	
*****	1305 U		1.19	0.92	4.08		10	10		0.20	3.77	16.29	

x height of compression zone
wk crack width before increase of reinforcement
as1 reinforcement 1. layer before increase of reinforcement
as2 reinforcement 2. layer before increase of reinforcement
as3 reinforcement 3. layer before increase of reinforcement
d1 reinforcement diameter layer 1-3
wk+ crack width after increase of reinforcement
as1+ reinforcement after increase of reinforcement layer 1-3
Calculation of crack width according to EN 1992-1-1 7.3.4 (first element):
 $k_t= 0.40$ $k_1= 0.80$ $k_2= 0.50$ $k_3= \text{variable}$ $k_4= 0.43$
Elements with maximum values are printed

Per le verifiche tensionali per la combinazione SLE Rara il software non ha aumentato armatura

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.60	0.80
Reinforcement was not increased by SLS design in this run✓					
sigS Stress range for reinforcement in [MPa]					
sigT Stress range for link reinforcement in [MPa]					
CHKC Control of the concrete compressive stress:factor on fck or [MPa]					
CHKR Control of the steel stress: factor on fyk or [MPa]					

Si riportano i valori di tensione per la soletta di fondazione.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass [MPa]	concre sig-max [MPa]	steel-l sig-max [MPa]	steel-s sig-max [MPa]
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	as1 [MPa]	as2 [MPa]	as3 [MPa]				
E 2000102	-	-	-	25.09	17.76	-	-	-7.93	207.88	-
E 2000181	-	57.08	-	18.76	99.88	-	-	-3.19	156.04	-
E 2000192	-	-	-	12.95	15.78	-	-	-7.80	166.19	-
E 2000677	18.31	11.14	-	-	-	-	-	-5.77	142.56	-
E 2000897	181.30	120.84	-	90.08	33.90	-	-	-3.29	193.68	-
E 2001015	59.75	10.11	-	130.16	31.96	-	-	-1.74	213.57	-
Maximum	181.30	120.84	-	130.16	99.88	-	-	-7.93	213.57	-
stress range on top longitudinal reinforcement links stress range in shear reinforcements concre maximum concrete compression (# greater that allowed) steel-l maximum stress in longitudinal reinforcement steel-s maximum stress in the shear reinforcement Elements with maximum values are printed										

La verifica tensionale per la combinazione SLE quasi permanente risulta soddisfatta senza che venga aumentata ulteriormente l’armatura.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.45	-
Reinforcement was not increased by SLS design in this run✓					
sigS Stress range for reinforcement in [MPa]					
sigT Stress range for link reinforcement in [MPa]					
CHKC Control of the concrete compressive stress: Factor on fck or [MPa]					
CHKR Control of the steel stress: Factor on fyk or [MPa]					

Si riportano i valori in forma tabellare.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass [MPa]	concre sig-max [MPa]	steel-l sig-max [MPa]	steel-s sig-max
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	asl [MPa]	asl2 [MPa]	asl3 [MPa]				
E 2000102	-	-	-	14.43	9.71	-	-	-7.55	197.22	-
E 2000181	-	58.20	-	10.05	72.63	-	-	-3.16	147.34	-
E 2000192	-	-	-	5.21	7.47	-	-	-7.43	158.45	-
E 2000404	22.76	14.77	-	-	-	-	-	-5.88	153.45	-
E 2000579	11.35	7.45	-	-	-	-	-	-5.53	142.94	-
E 2000897	158.11	95.81	-	75.67	26.57	-	-	-2.96	170.88	-
E 2001015	59.37	9.35	-	116.04	28.04	-	-	-1.67	201.05	-
Maximum	158.11	95.81	-	116.04	72.63	-	-	-7.55	201.05	-
stress range on top longitudinal reinforcement links stress range in shear reinforcements concre maximum concrete compression (# greater that allowed) steel-l maximum stress in longitudinal reinforcement steel-s maximum stress in the shear reinforcement Elements with maximum values are printed										

Muri perimetrali

Muri – involuppo SLU/SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni dei muri perimetrali per le comb. SLU/SLV.

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

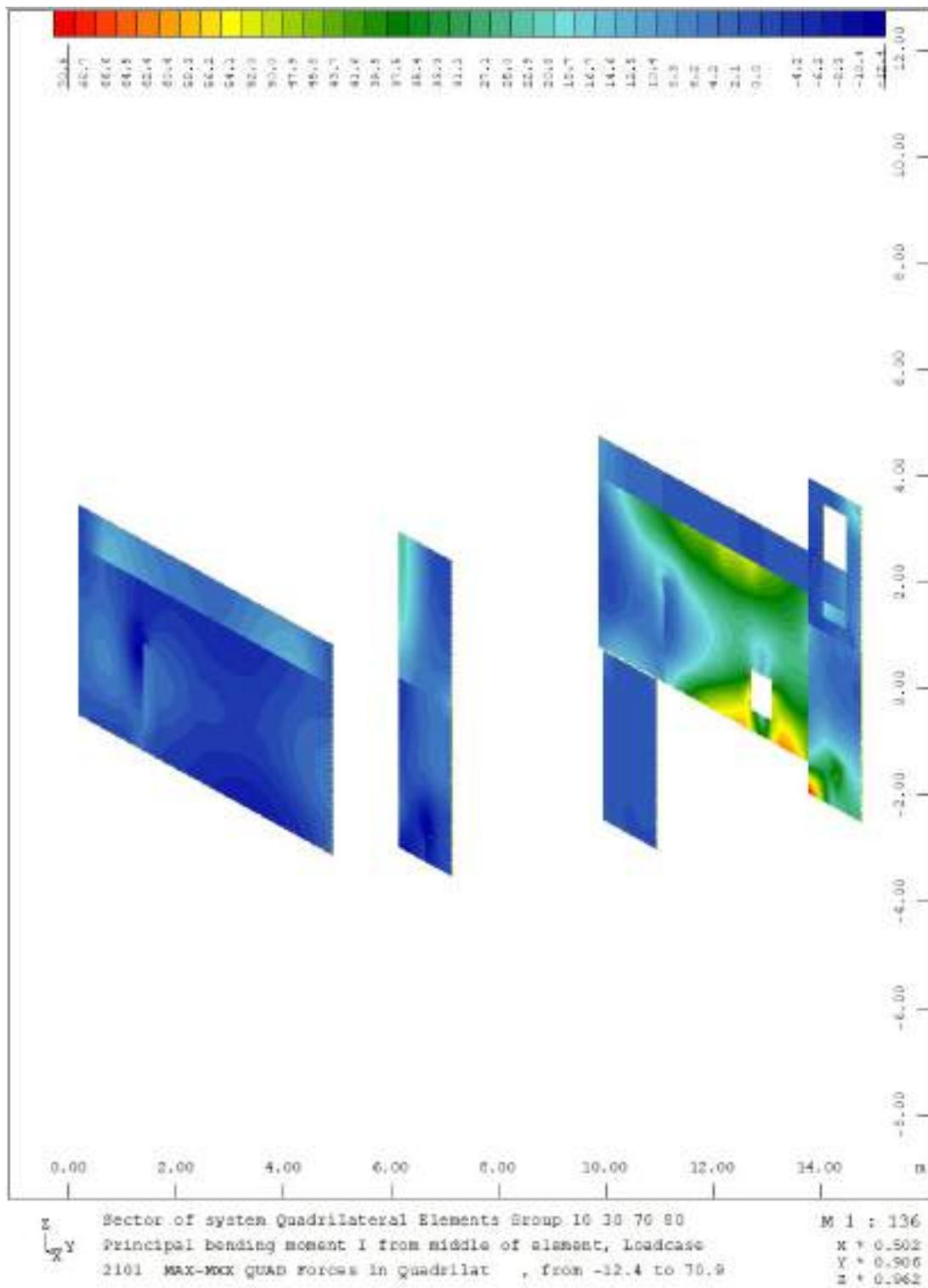


Figure 4-78: – Mxx,max pareti perimetrali lato nord e sud

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

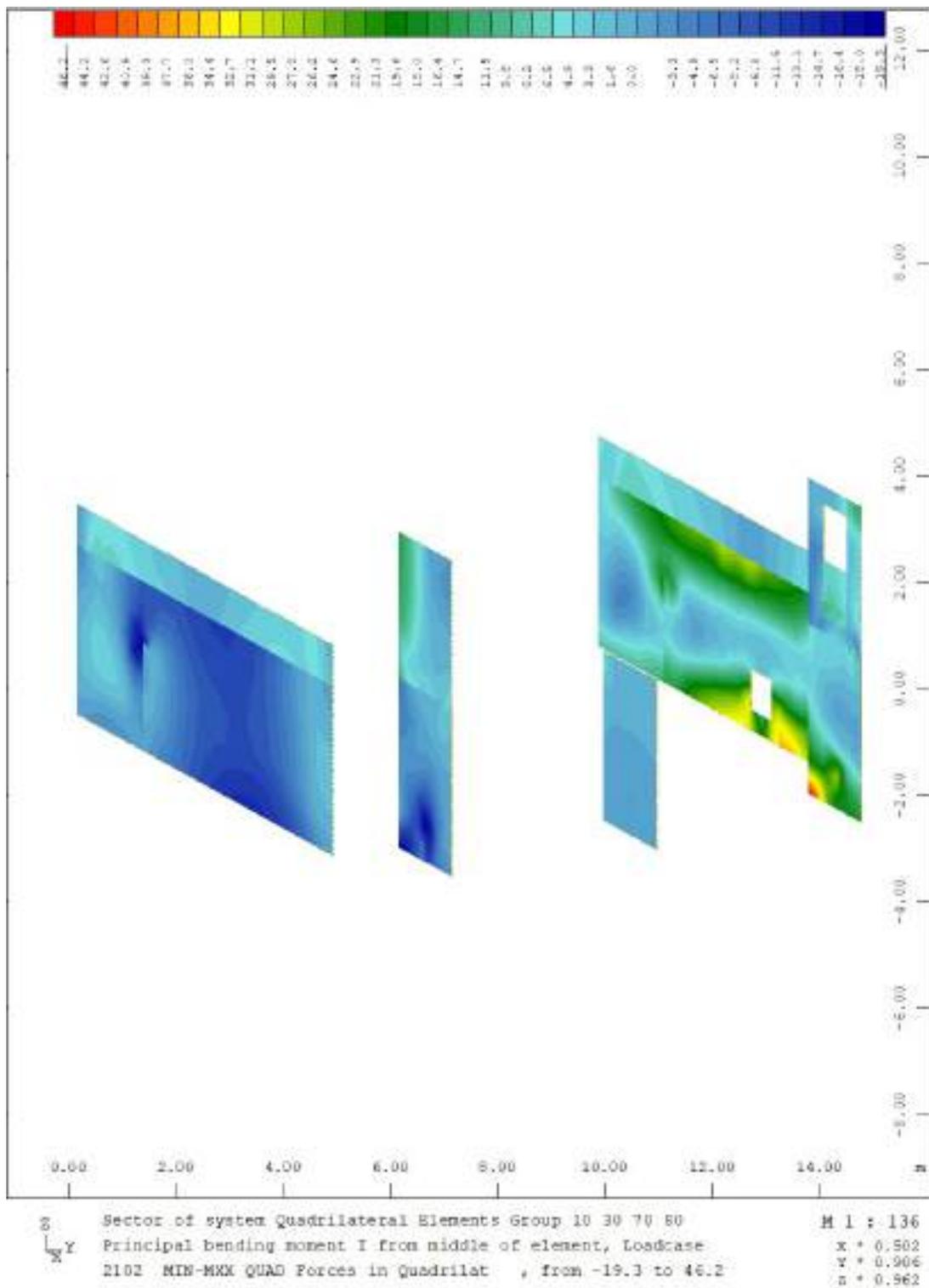


Figure 4-79: – *M_{xx,min} pareti perimetrali lato nord e sud*

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M_{yy} (valori massimi)

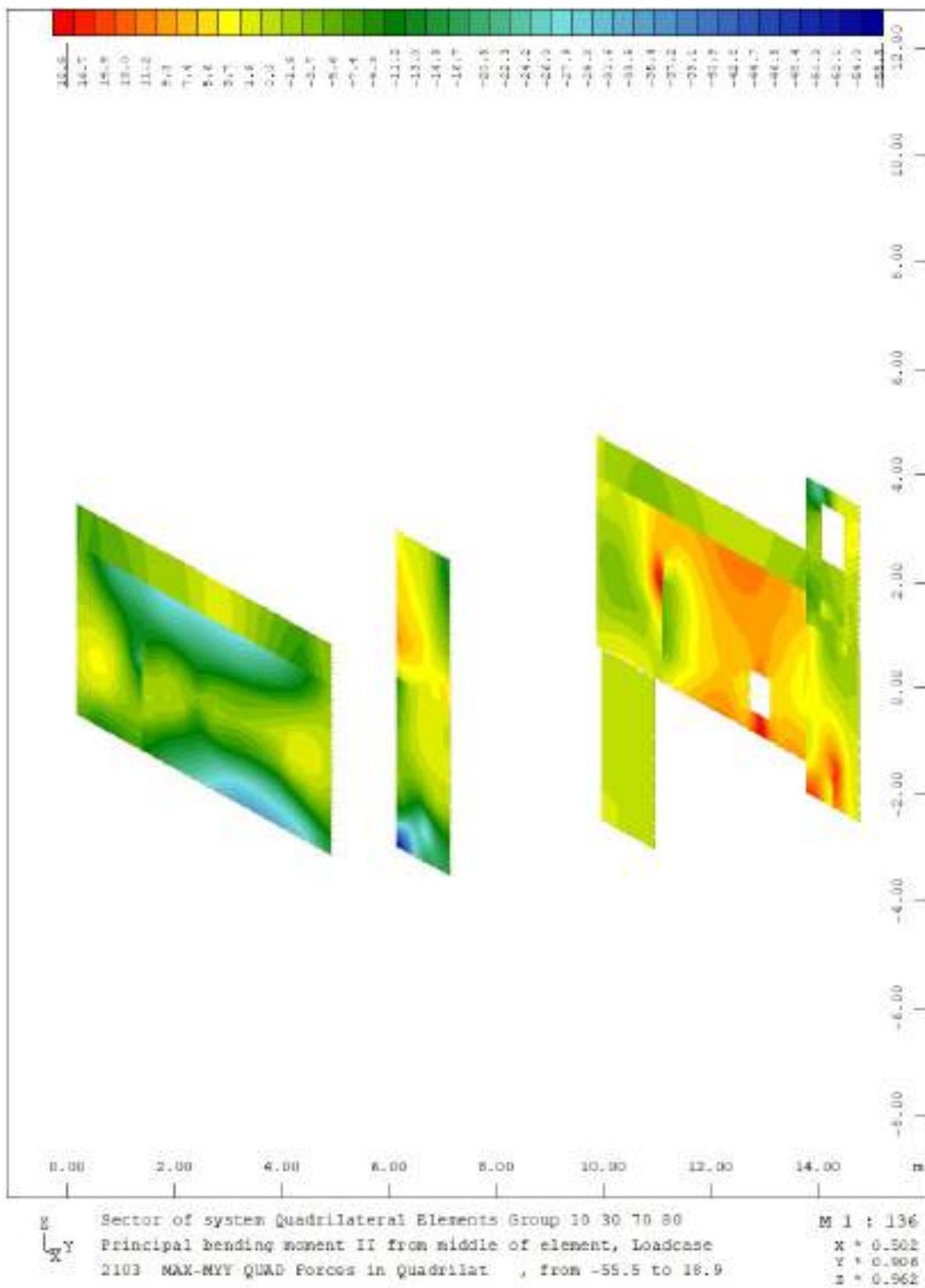


Figure 4-80: – $M_{yy,max}$ pareti perimetrali lato nord e sud

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M_{yy} (valori minimi)

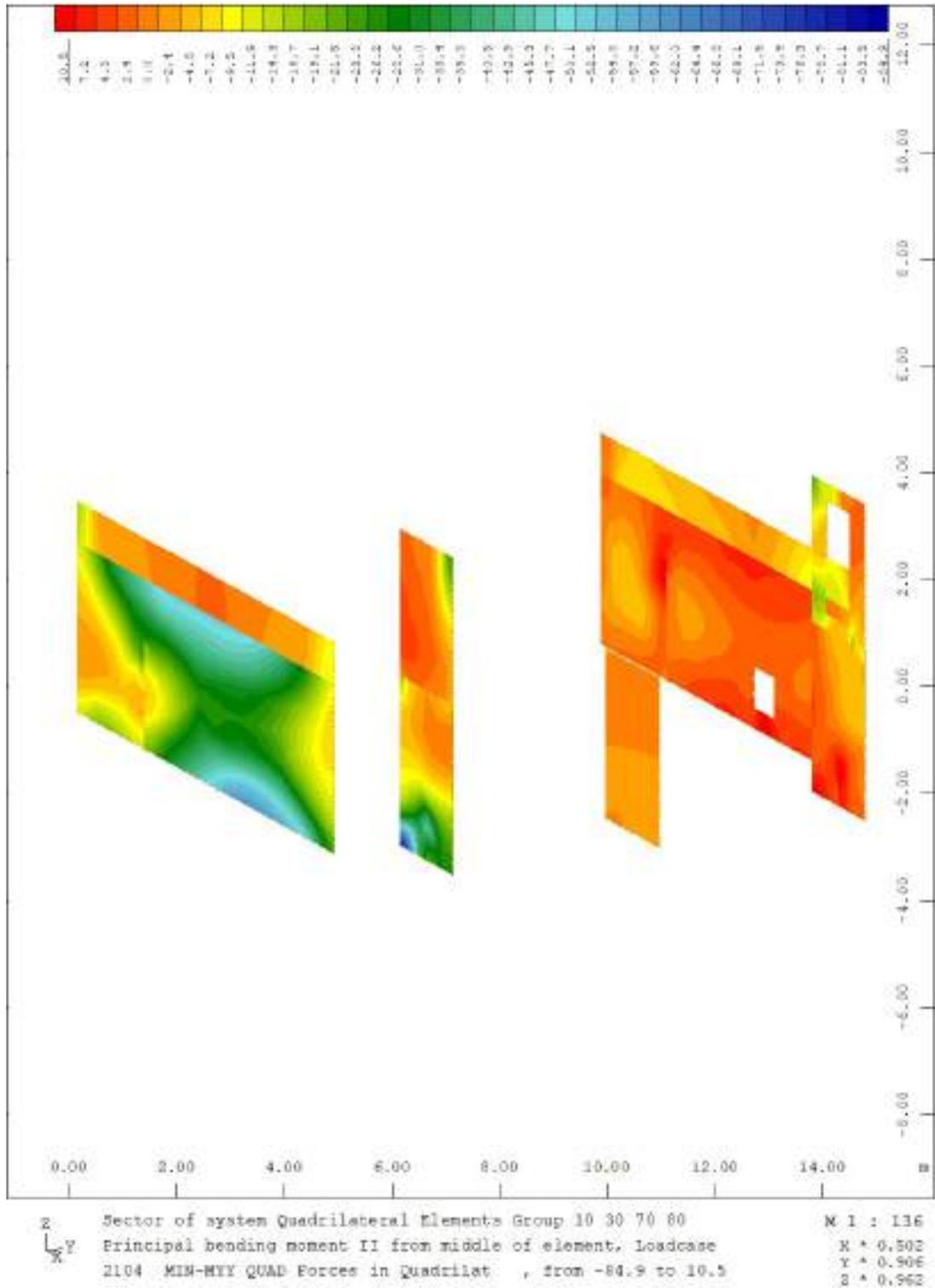


Figure 4-81: – $M_{yy,min}$ pareti perimetrali lato nord e sud

Inviluppo del taglio SLU-SLV V_y (valori massimi)

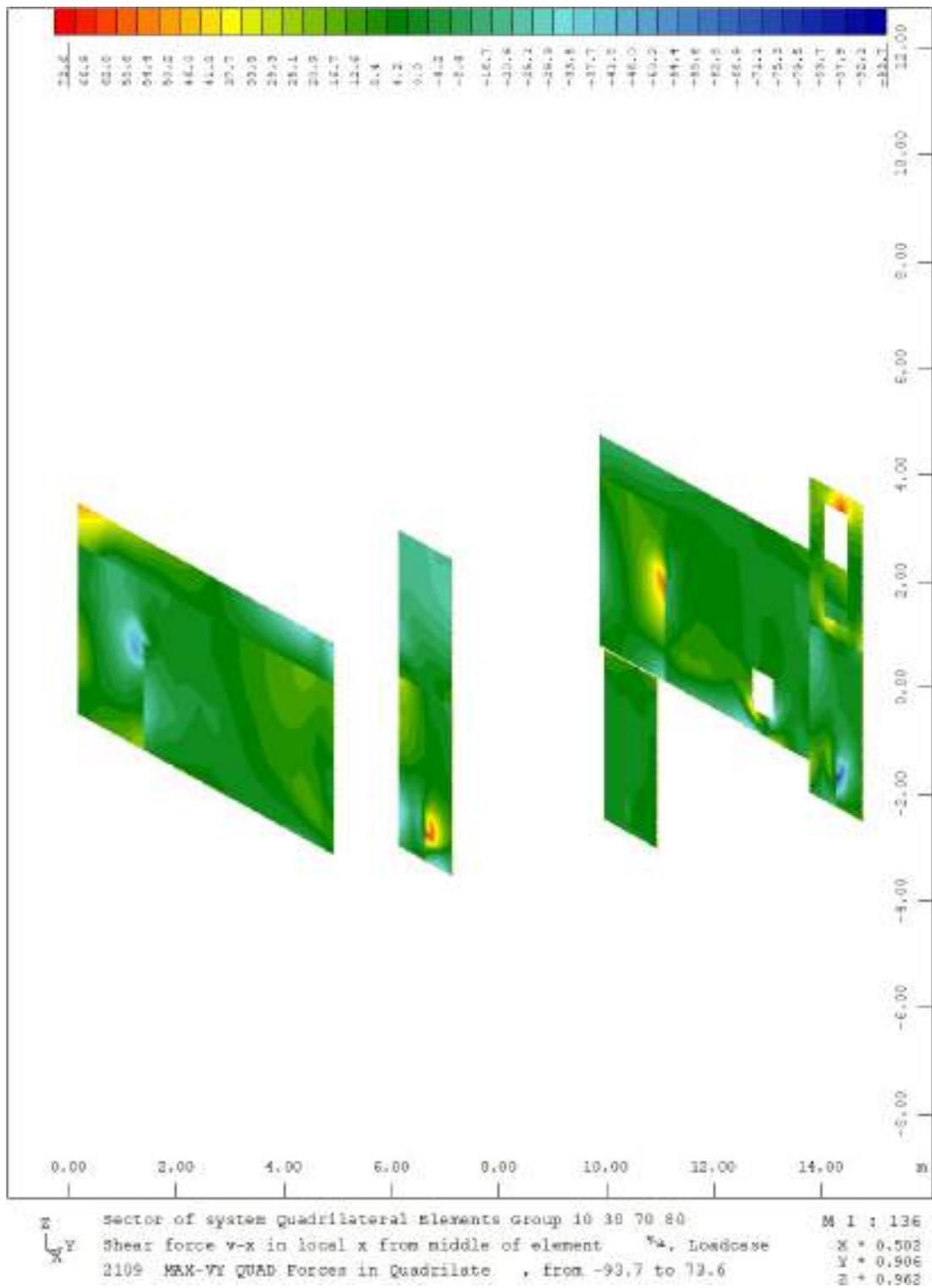


Figure 4-82: – *Vy taglio verticale pareti perimetrali lato nord e sud*

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

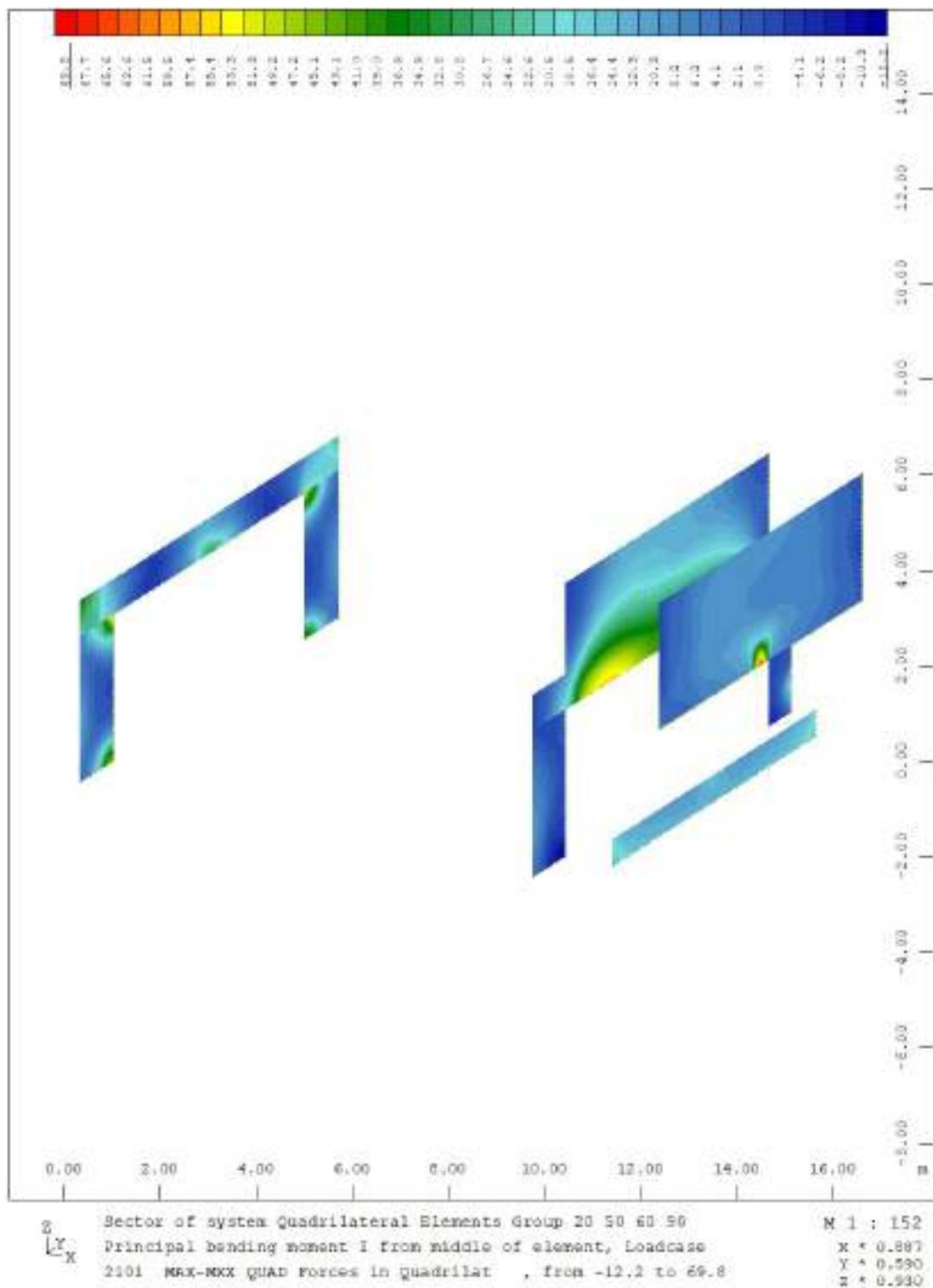


Figure 4-83: – *Mxx,max pareti perimetrali lato est e ovest*

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

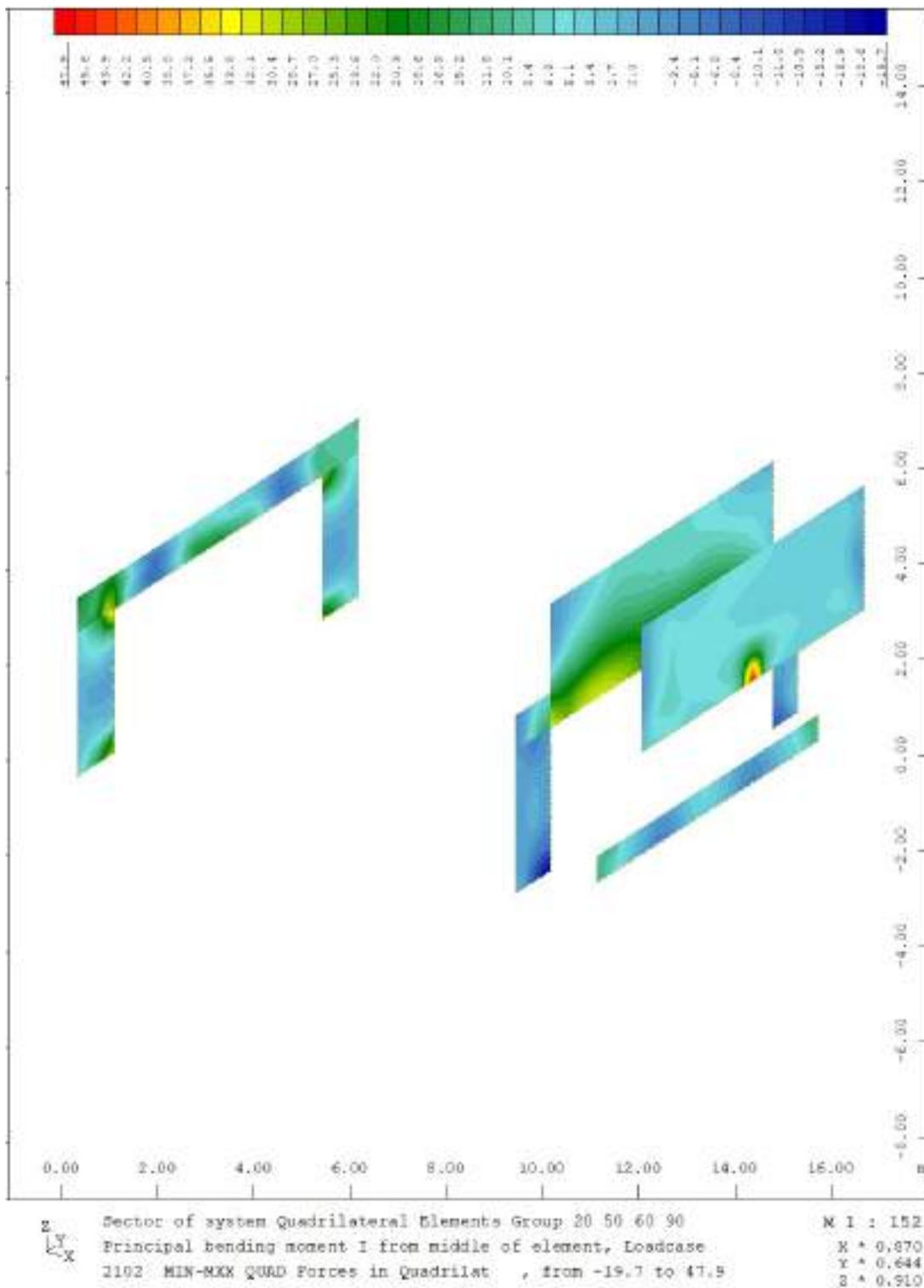


Figure 4-84: – *M_{xx,min} pareti perimetrali lato est e ovest*

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M_{yy} (valori massimi)

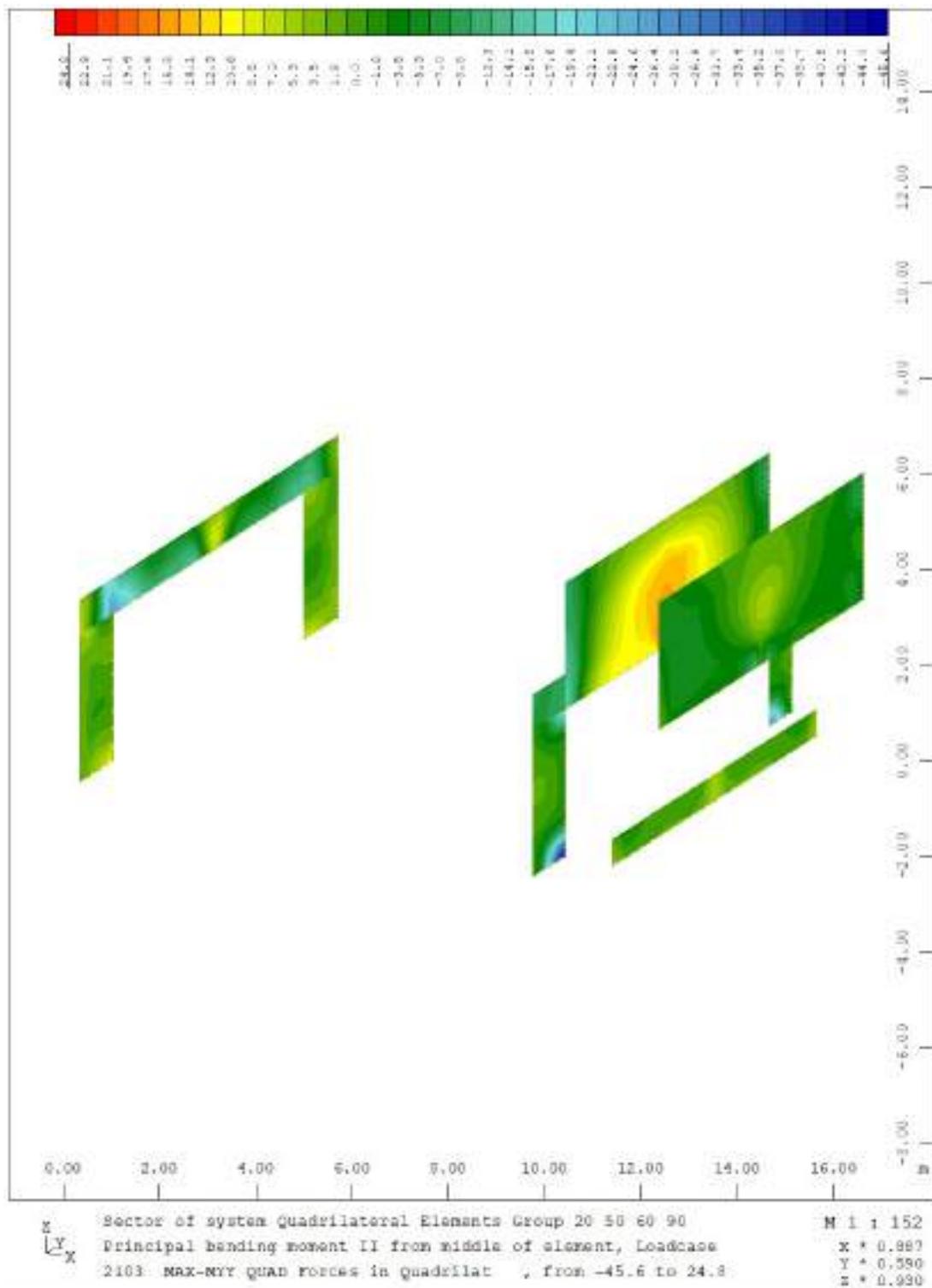


Figure 4-85: – *Myy,max pareti perimetrali lato est e ovest*

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

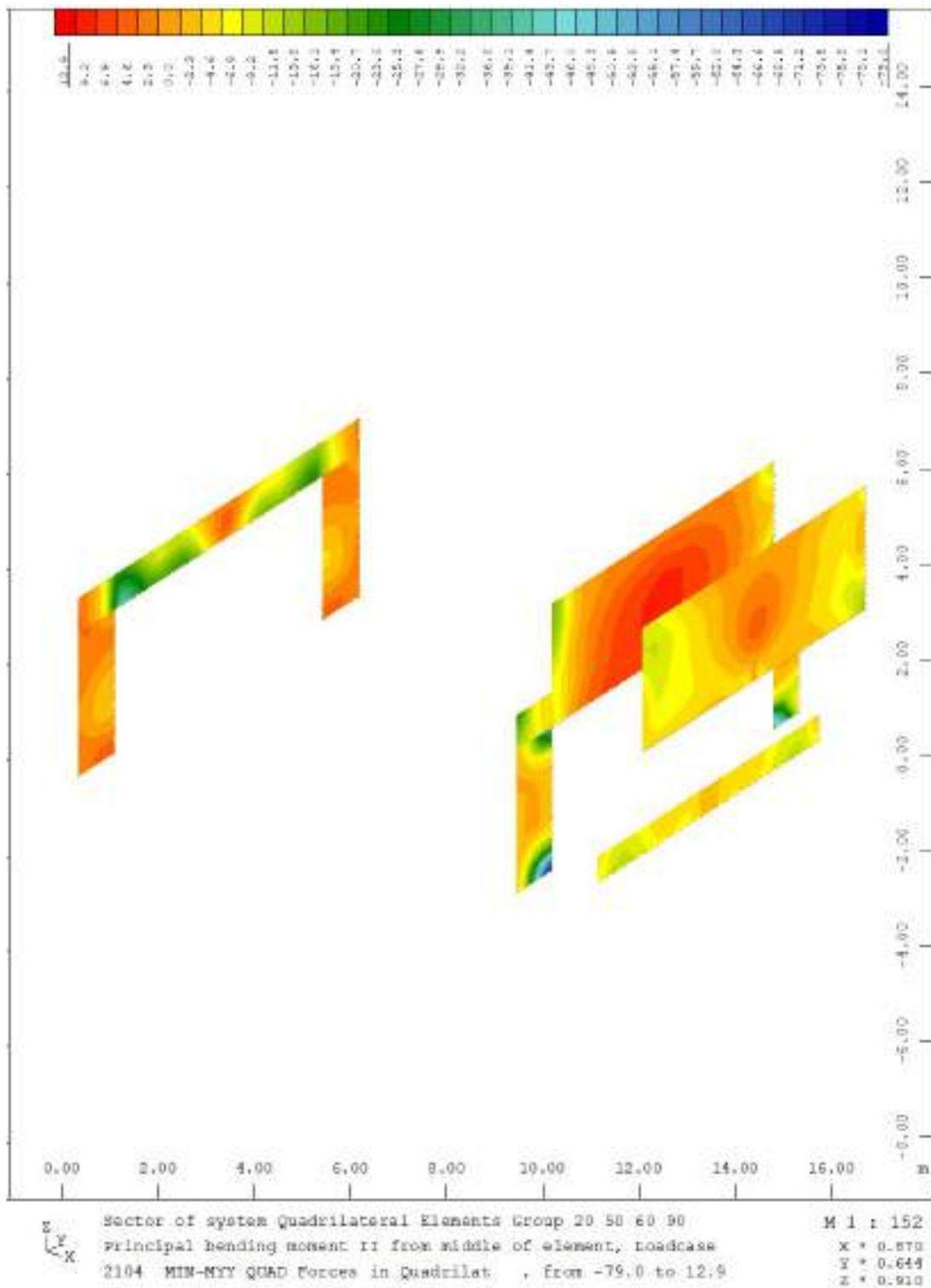


Figure 4-86: – *Myy,min pareti perimetrali lato est e ovest*

Inviluppo del taglio SLU-SLV V_y (valori massimi)

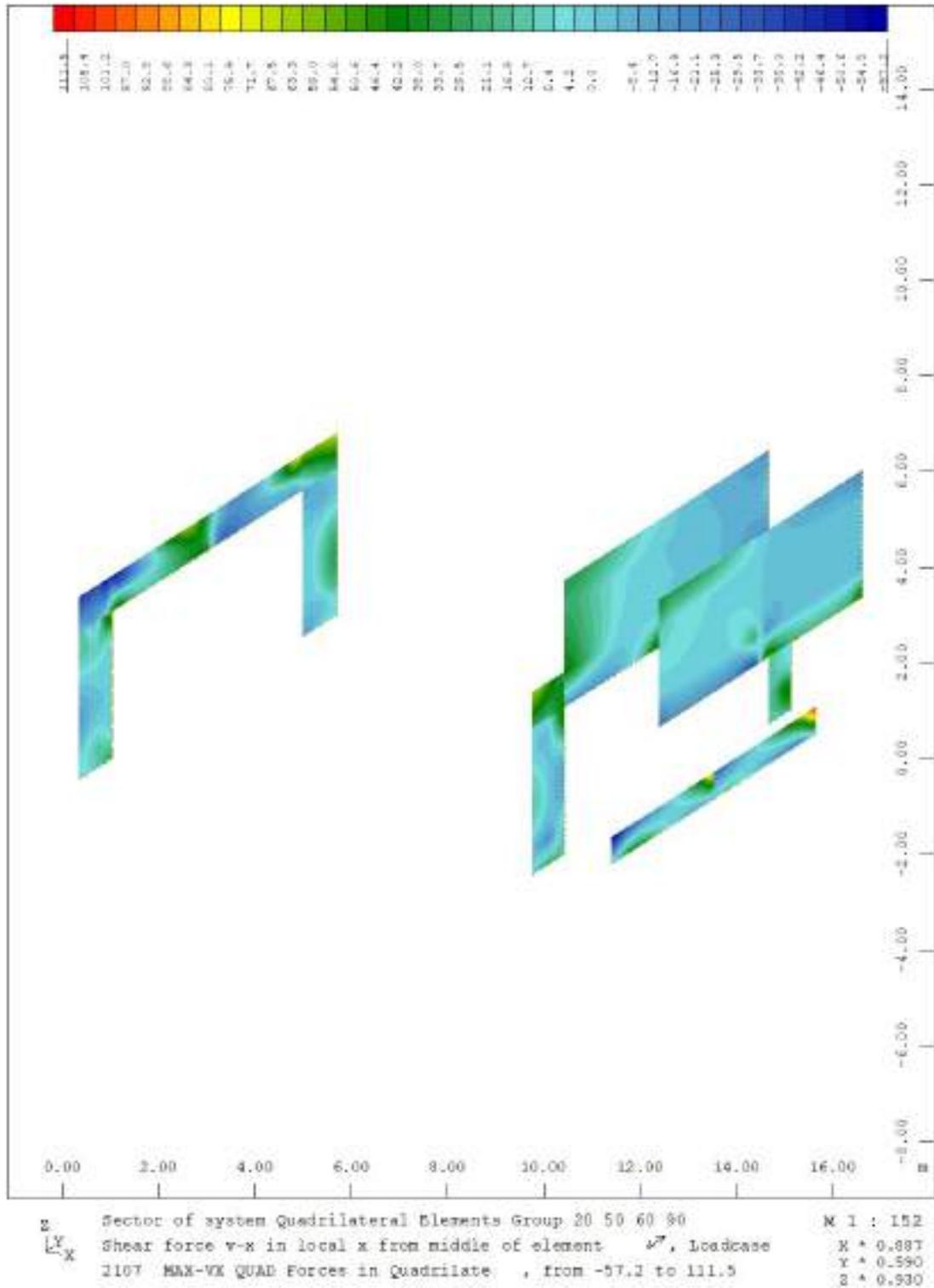


Figure 4-87: – Vy taglio verticale pareti perimetrali lato est e ovest

Muri perimetrali – SLE – Quasi permanente

Tensione di Trazione in Combinazione Quasi Permanente

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

- $st = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.52 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 1.42 MPa e quindi minore del valore limite:

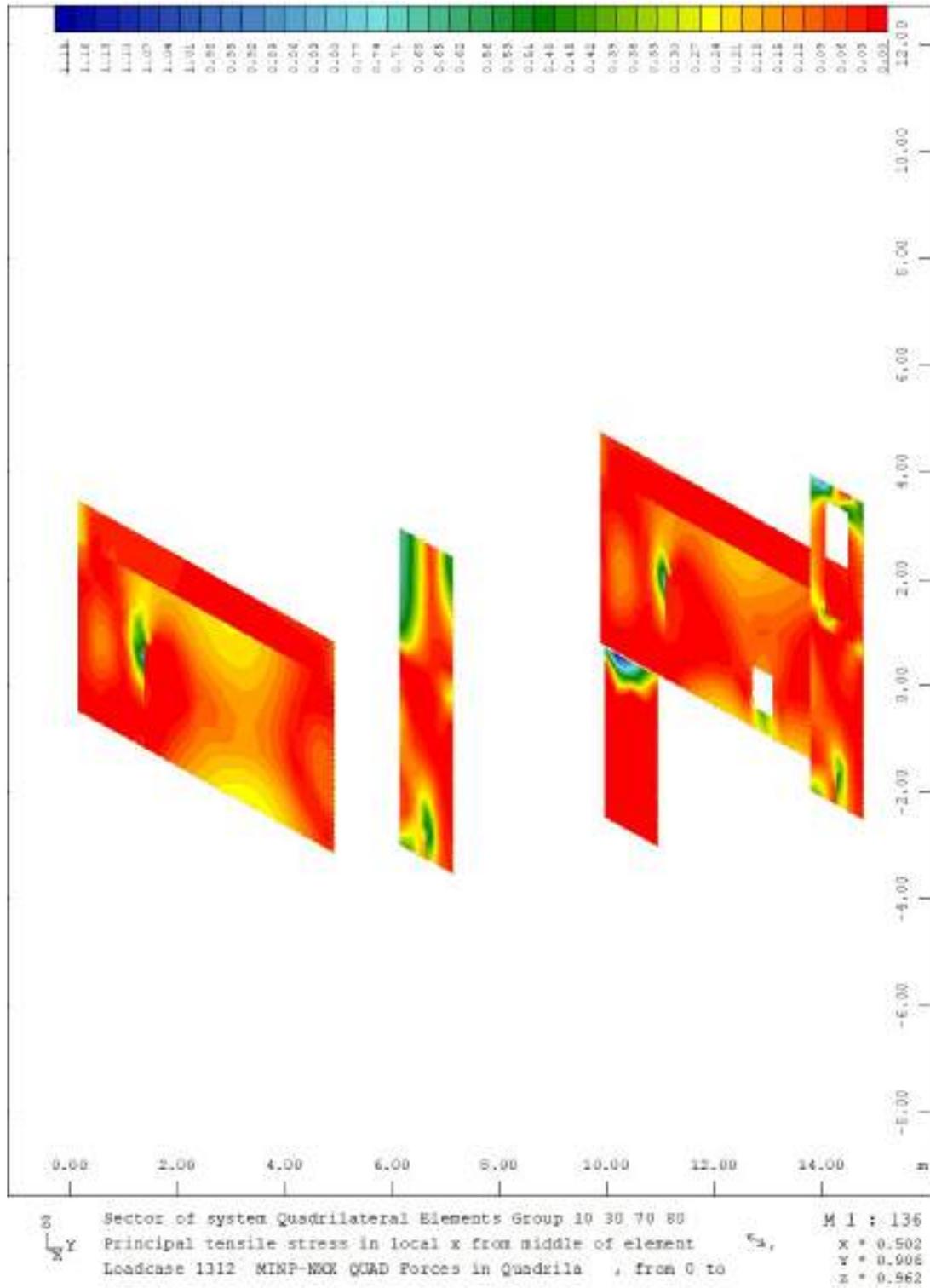


Figure 4-88: – *muri perimetrali lato nord e sud $\sigma_{t, max}$*

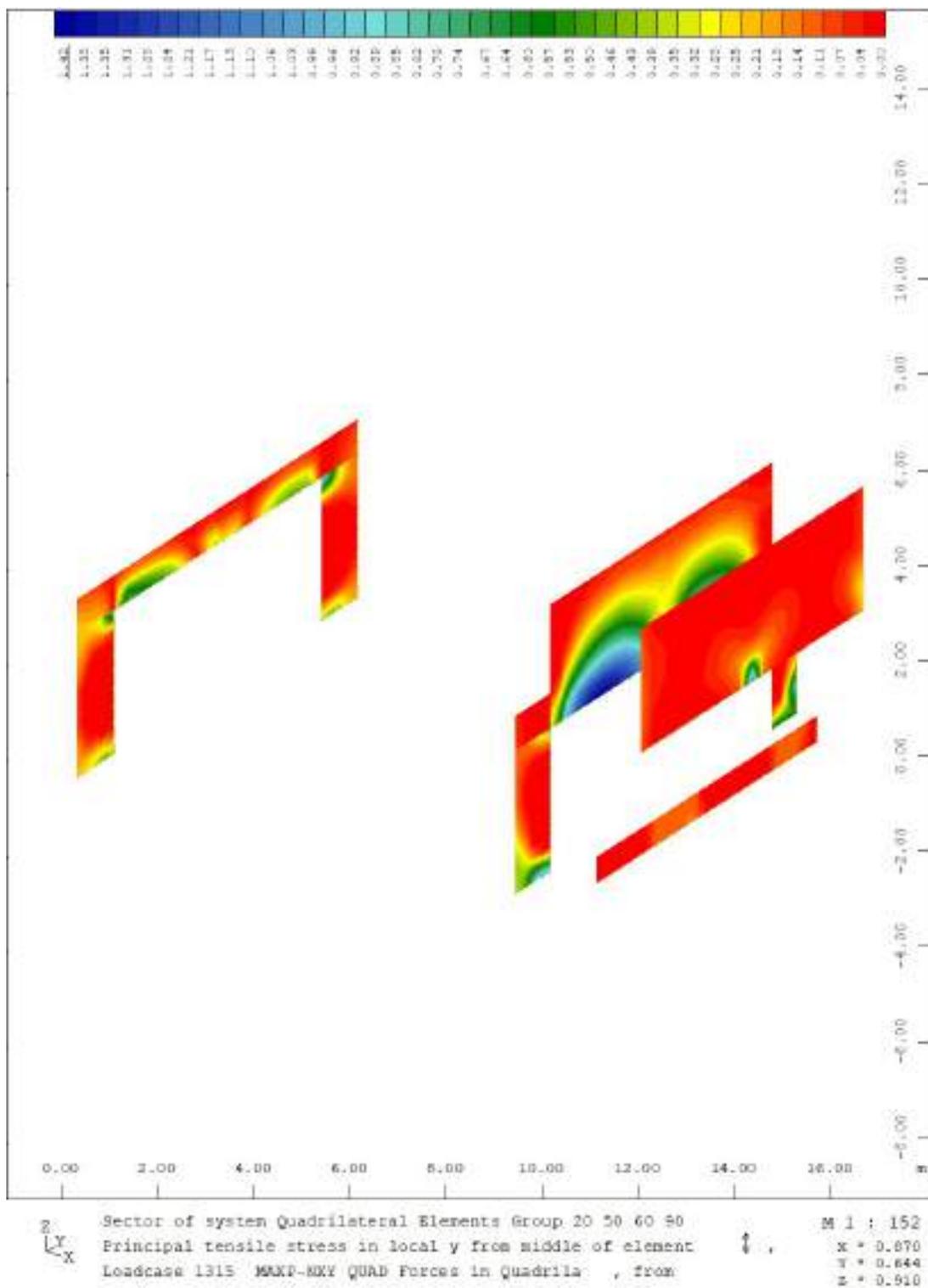


Figure 4-89: – Muri perimetrali lato est e ovest $\sigma_{t, max}$

Fondazione - SLE – frequente

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori massimi)

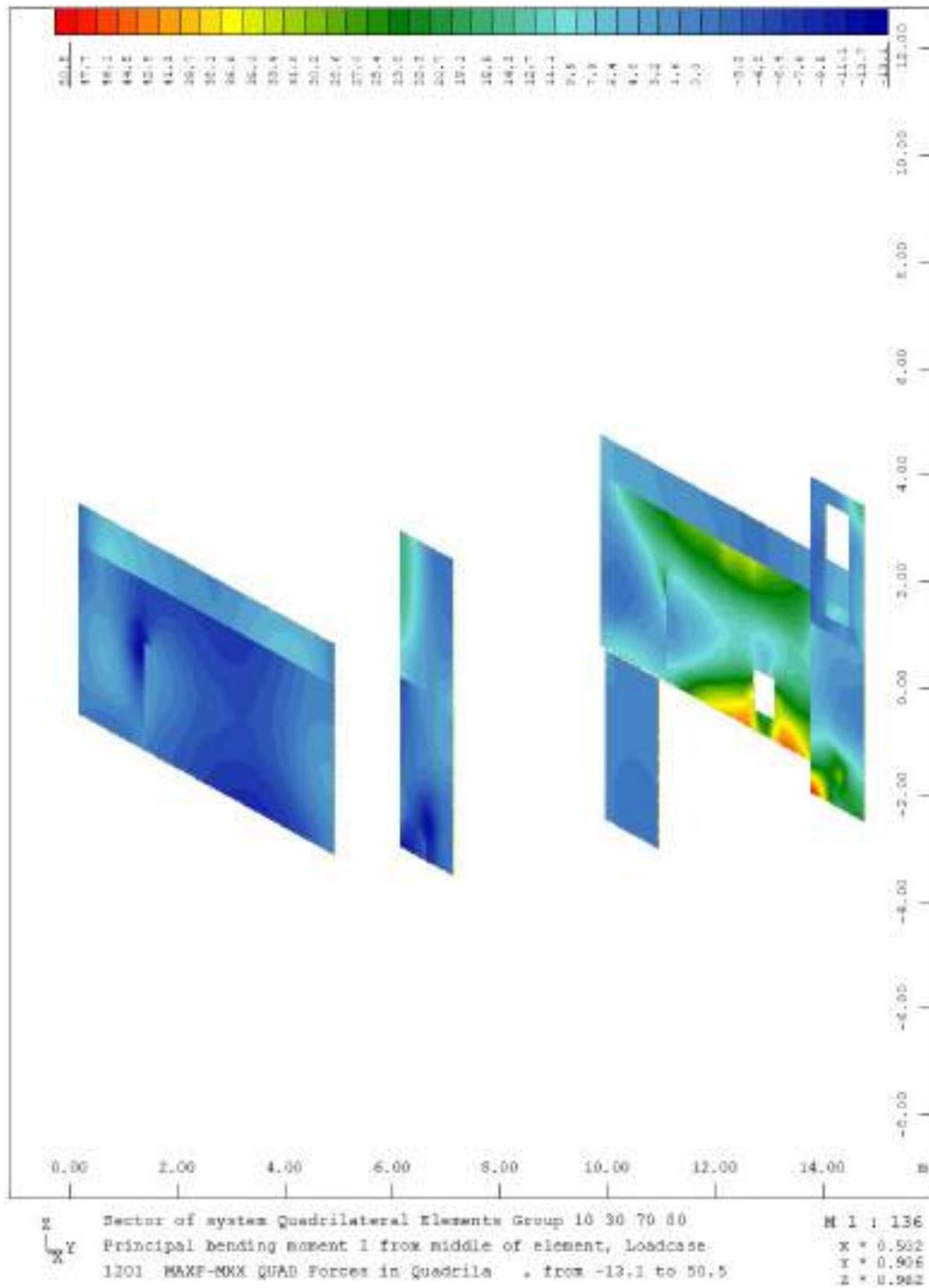


Figure 4-90: – *Mxx,max pareti perimetrali lato sud e nord*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori minimi)

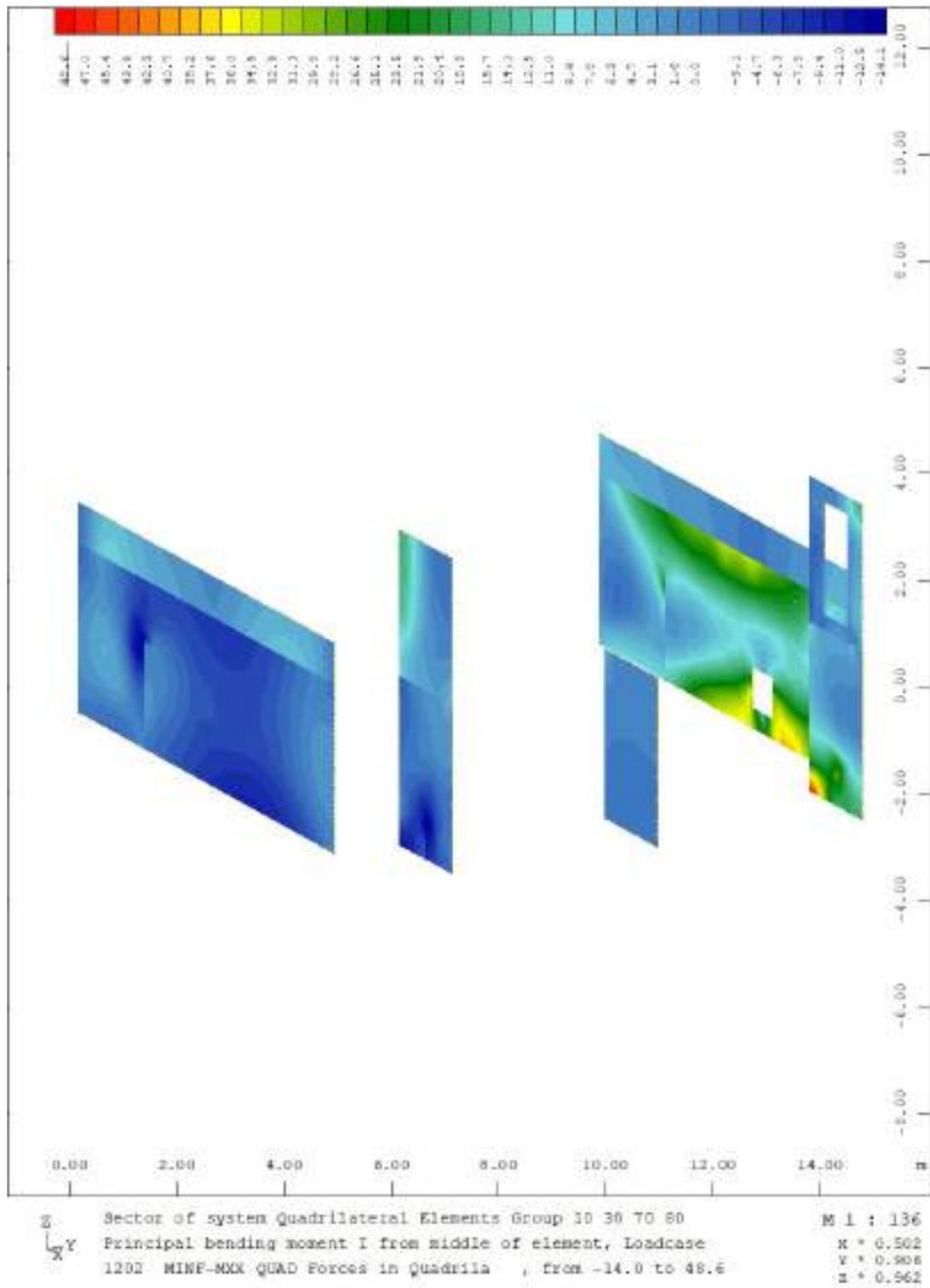


Figure 4-91: – *M_{xx,min} pareti perimetrali lato sud e nord*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente M_{yy} (valori massimi)

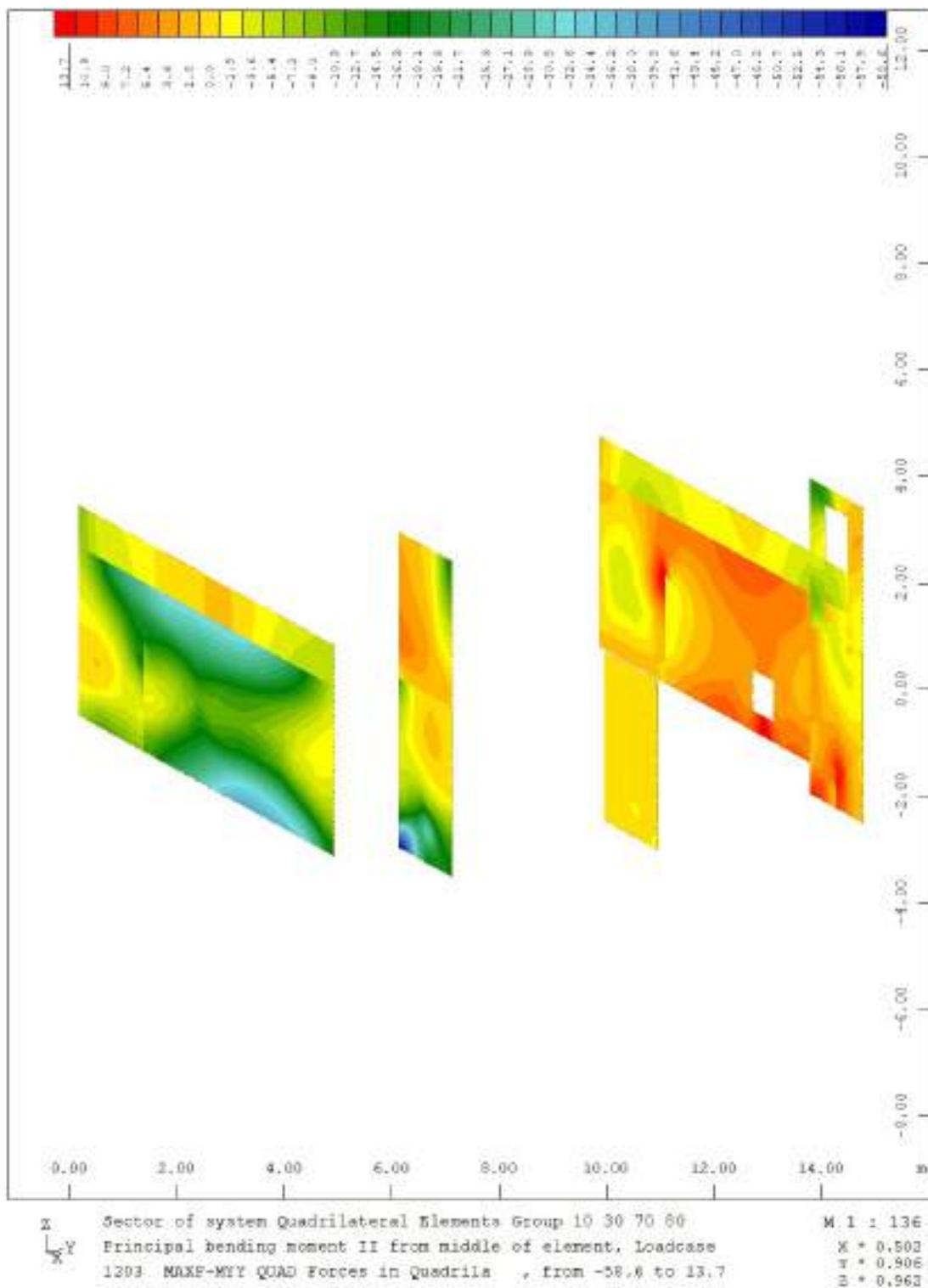


Figure 4-92: – *Myy,max pareti perimetrali lato sud e nord*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori minimi)

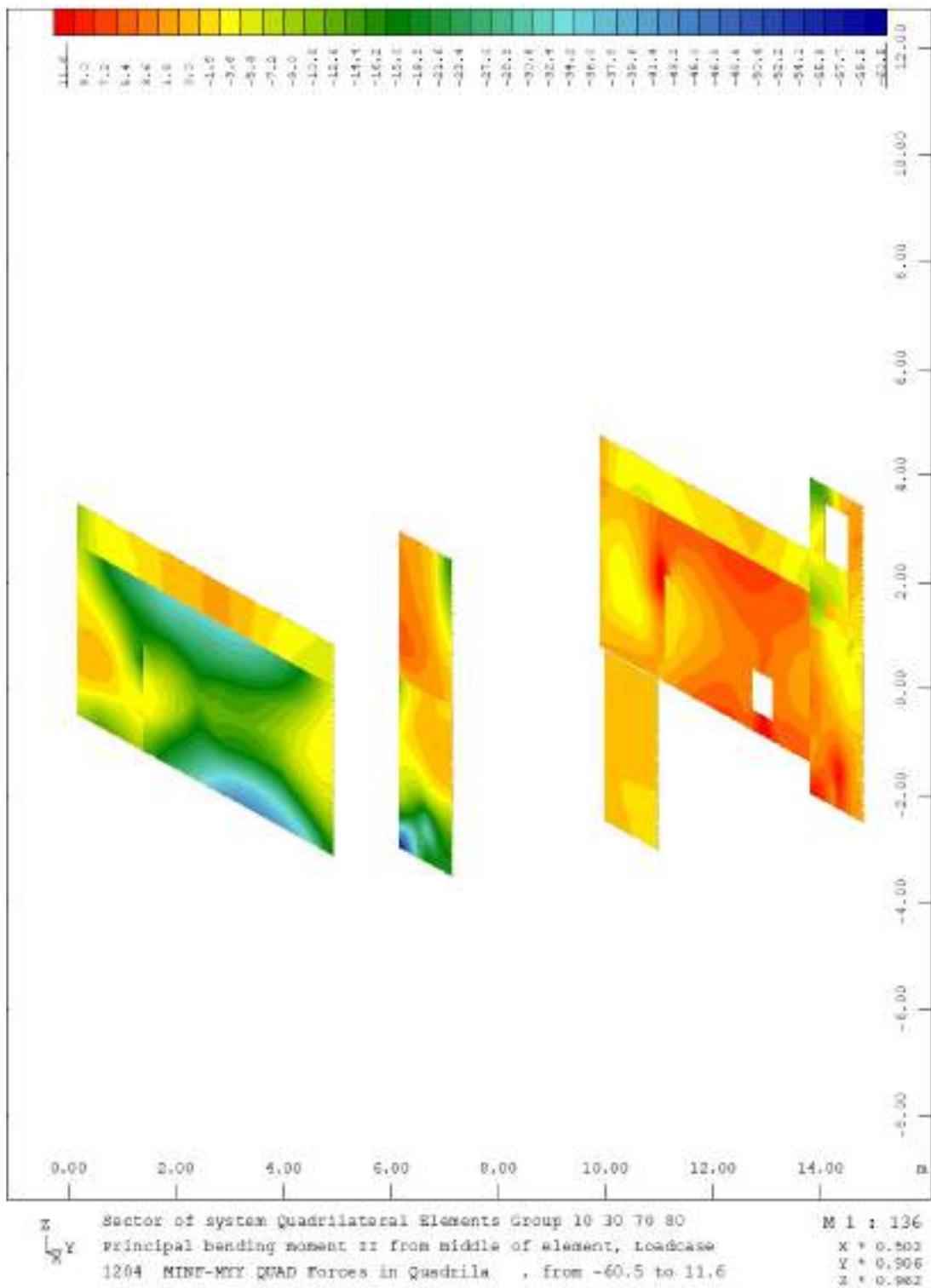


Figure 4-93: – *Myy,min pareti perimetrali lato sud e nord*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori massimi)

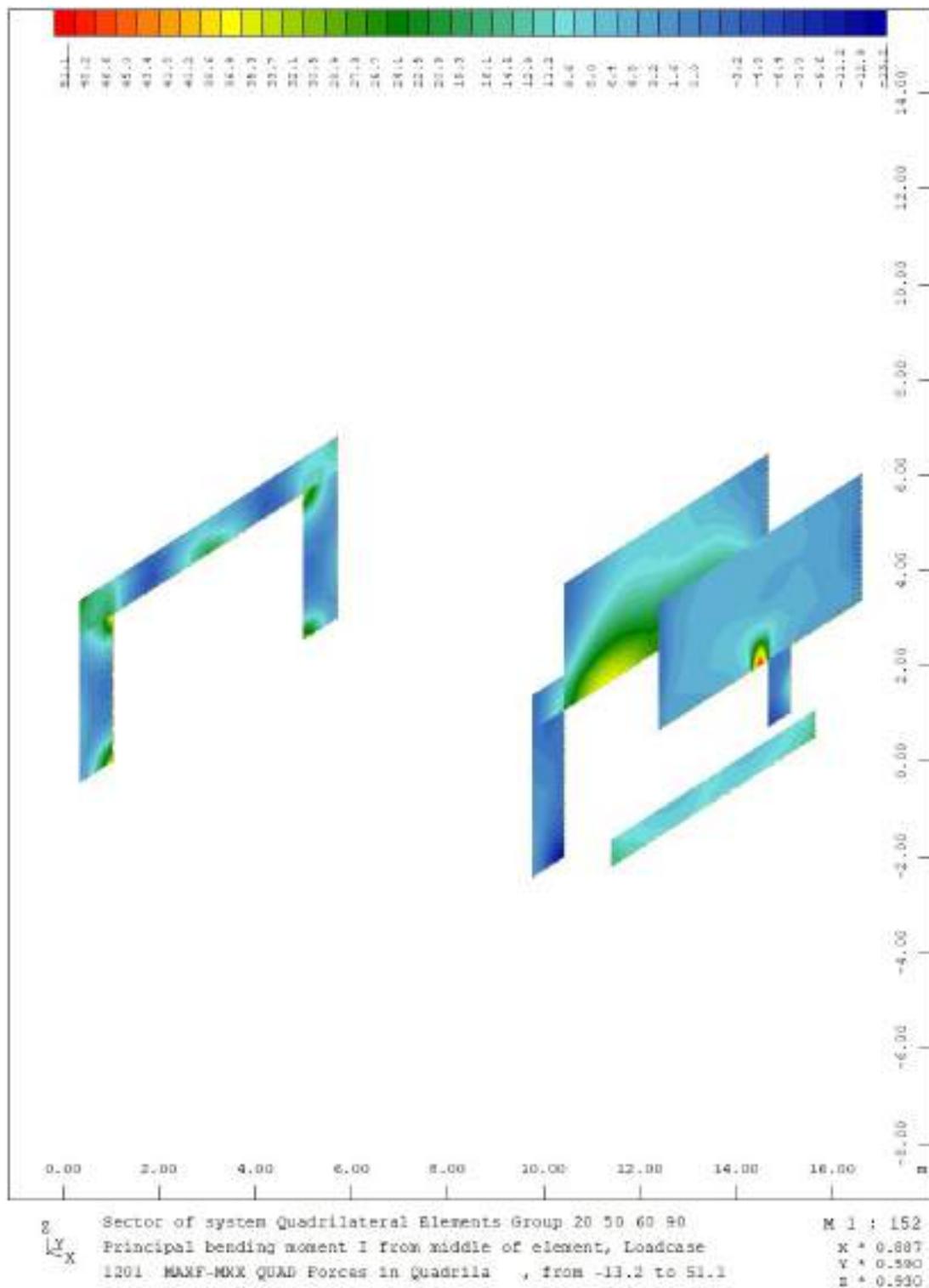


Figure 4-94: – *Mxx,max pareti perimetrali lato est e ovest*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori minimi)

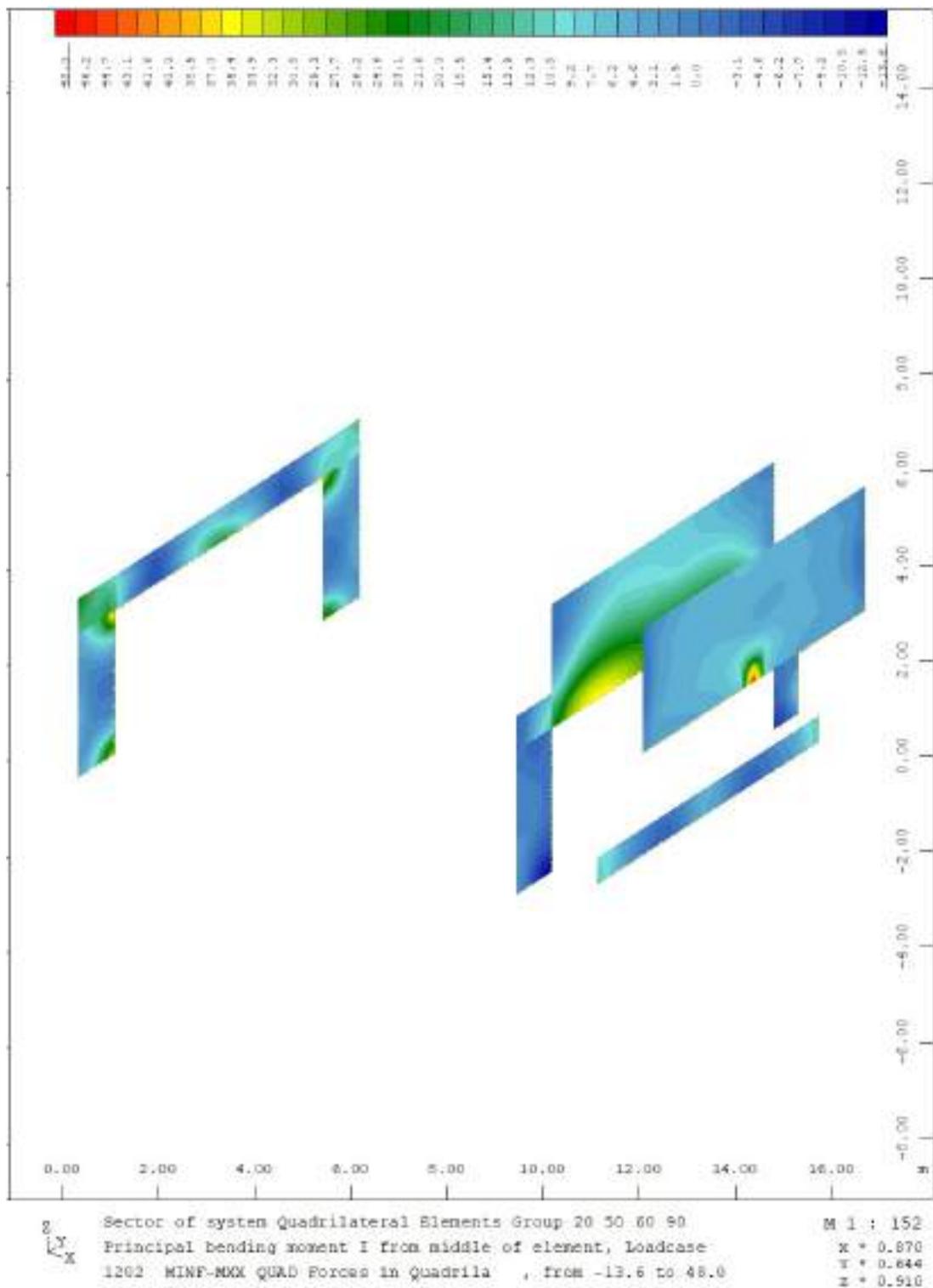


Figure 4-95: – *Mxx,min pareti perimetrali lato est e ovest*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori massimi)

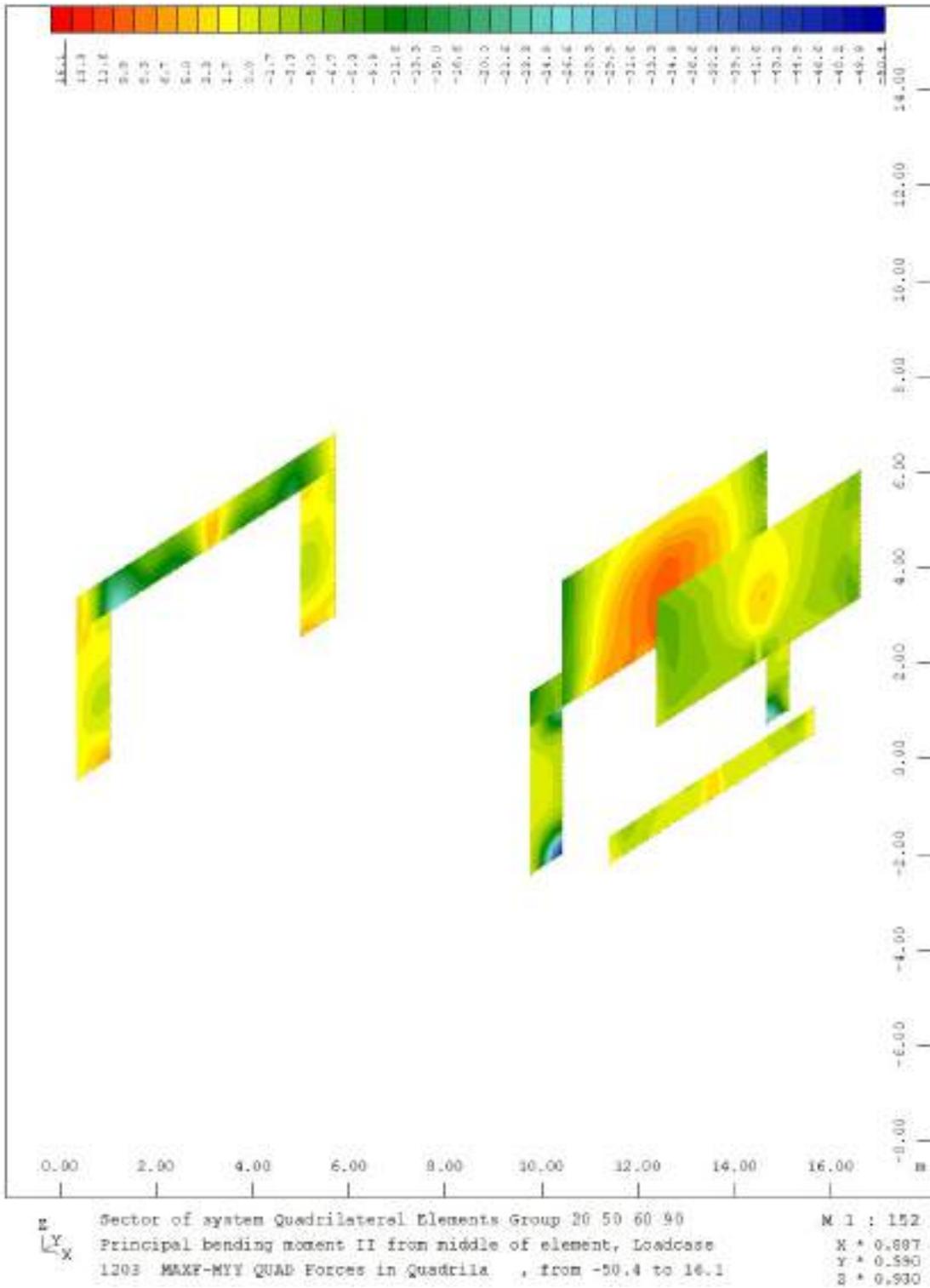


Figure 4-96: – *Myy,max pareti perimetrali lato est e ovest*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori minimi)

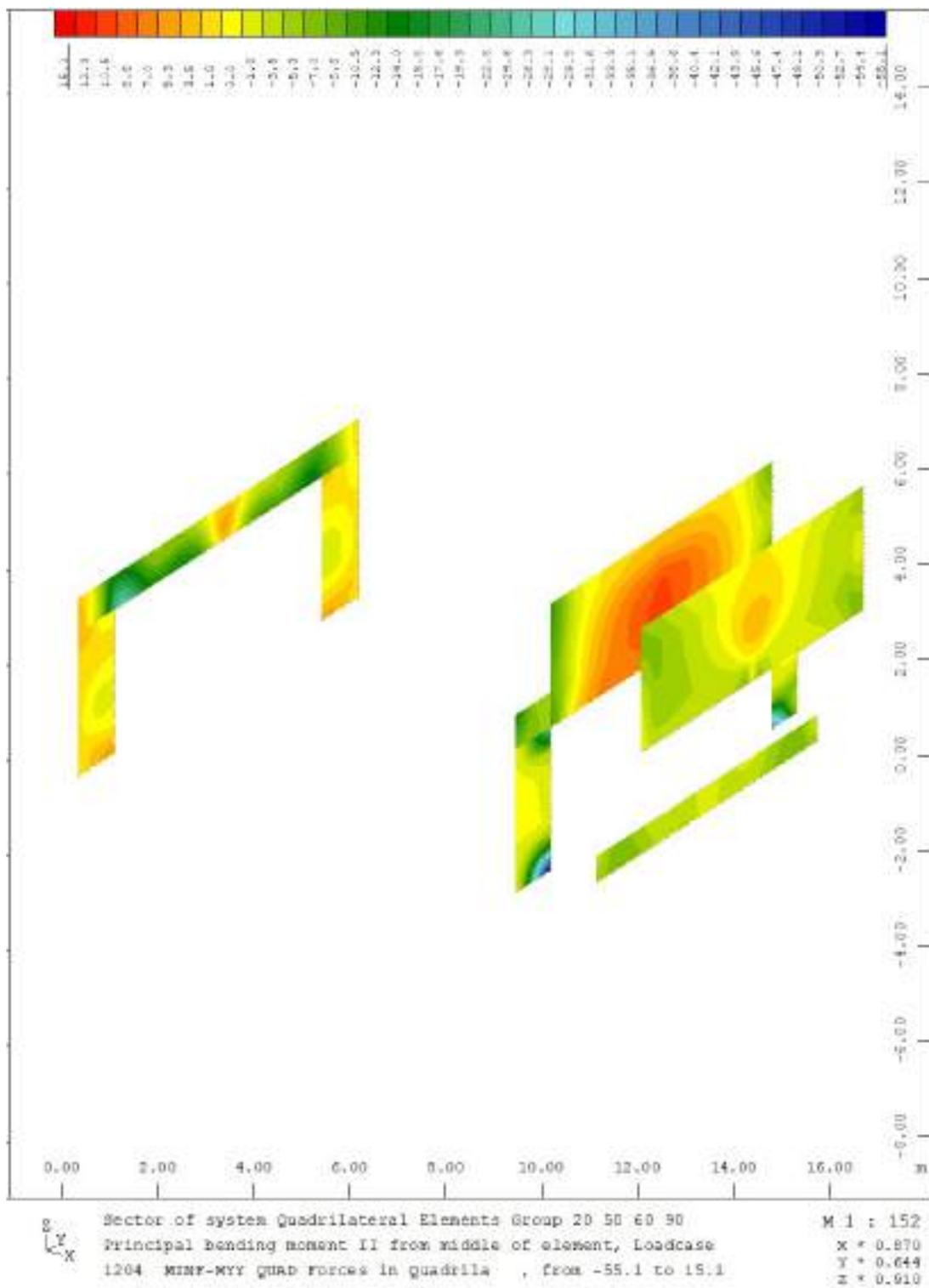


Figure 4-97: – $M_{yy,min}$ pareti perimetrali lato est e ovest

Fondazione - SLE – Rara

Inviluppo momento flettente SLE Rara M_{xx} (valori massimi)

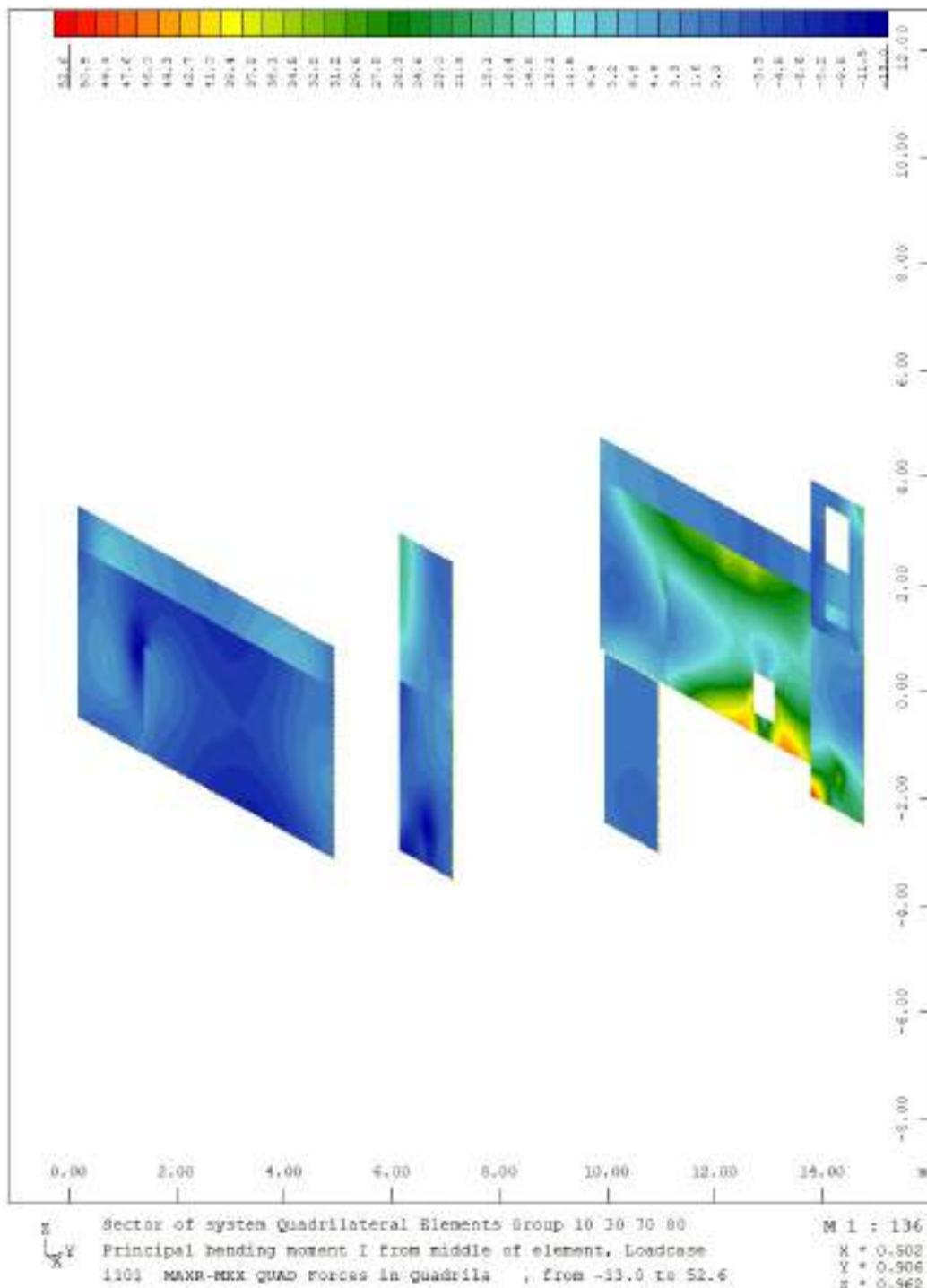


Figure 4-98: – M_{xx} , max pareti perimetrali lato sud e nord

Inviluppo momento flettente SLE Rara Mxx (valori minimi)

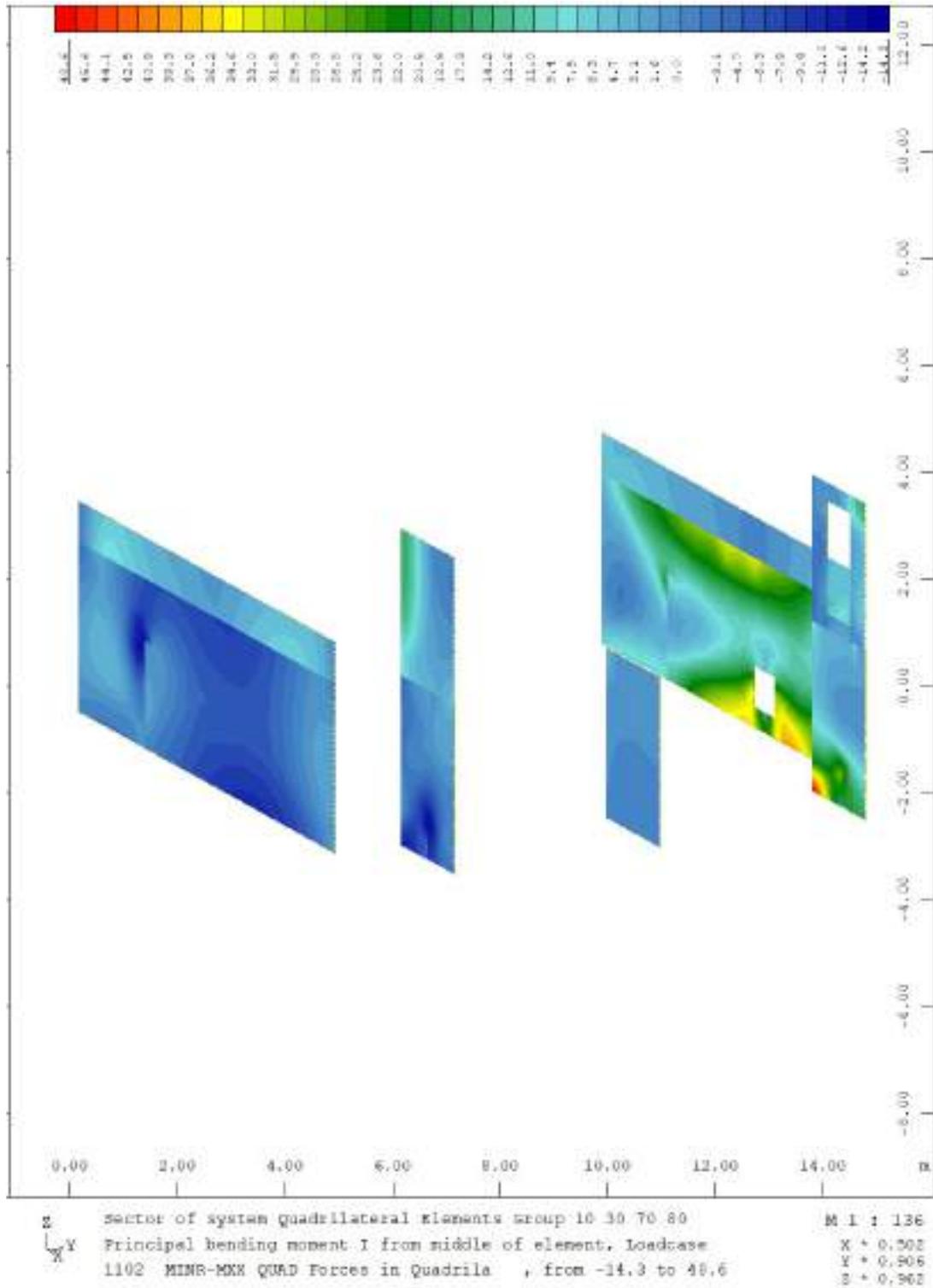


Figure 4-99: – *M_{xx,min} pareti perimetrali lato sud e nord*

Inviluppo momento flettente SLE Frequente M_{yy} (valori massimi)

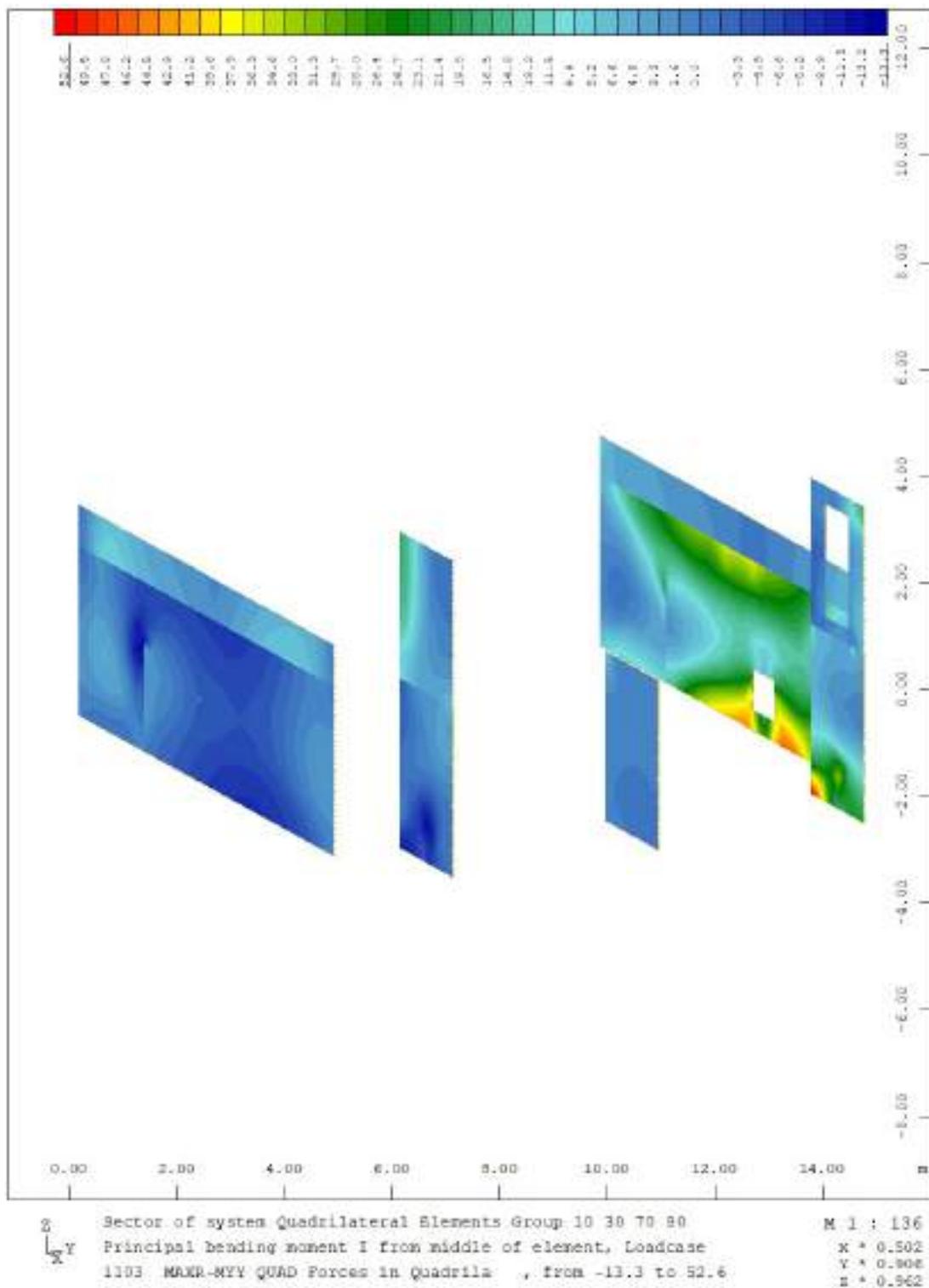


Figure 4-100: – $M_{yy,max}$ pareti perimetrali lato est e ovest

Inviluppo momento flettente SLE Frequente M_{yy} (valori minimi)

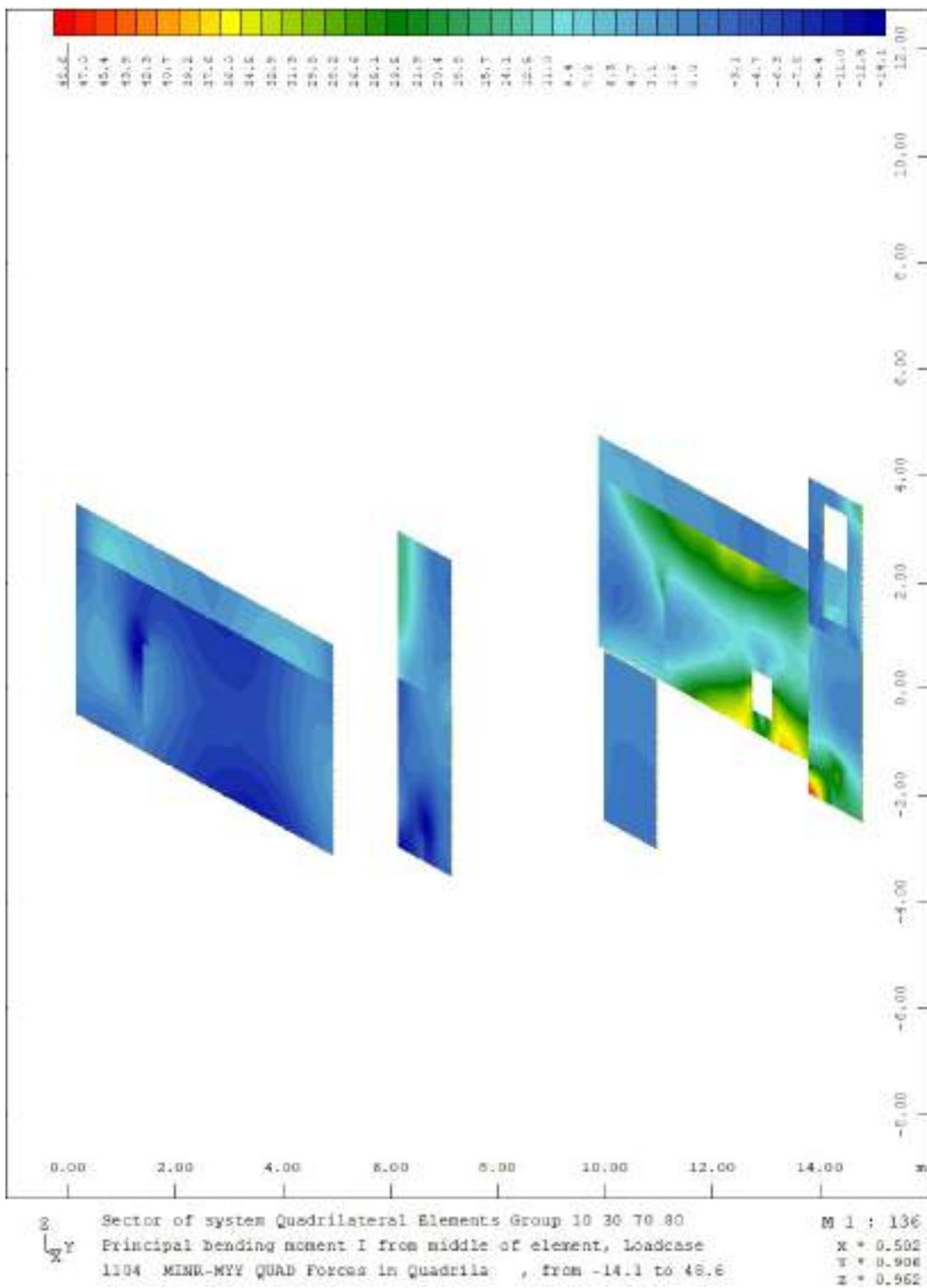


Figure 4-101: – *Myy,min pareti perimetrali lato est e ovest*

Verifiche muri perimetrali

Avendo impostato i limiti di fessurazione e lo stato tensionale nel cls e nell’acciaio richiesto alle varie combinazioni, il software calcola in modo automatizzato il minimo quantitativo di armatura previsto per soddisfare le verifiche di resistenza e di esercizio.

Si riportano per la fondazione il quantitativo di armatura necessaria per entrambe le direzioni x e y.

Armatura calcolata, si riporta la massima in assoluto:

- L’armatura massima a lembo lato esterno (terreno) richiesta in direzione orizzontale è di 18.00 cm²/m.

L’armatura commerciale equivalente è **Φ20/150** = 20.94 cm²/m;

- L’armatura massima a lembo lato esterno (terreno) richiesta in direzione verticale è di 22.00 cm²/m.

L’armatura commerciale equivalente è **Φ20/200 + Φ20/400** = 23.56 cm²/m;

- L’armatura massima a lembo lato interno richiesta in direzione orizzontale è di 18.00 cm²/m.

L’armatura commerciale equivalente è **Φ20/150** = 20.94 cm²/m;

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

- L'armatura massima a lembo lato interno richiesta in direzione verticale è di 20.2 cm²/m.

L'armatura commerciale equivalente è **Φ20/200 + Φ20/400 = 23.56 cm²/m.**

- Non è necessaria armatura a taglio, tuttavia si prevedono costruttivamente spilli **Φ10/300x200**

Si riporta l'armatura dei muri perimetrali calcolata dal software.

Armatura muri perimetrali lato nord

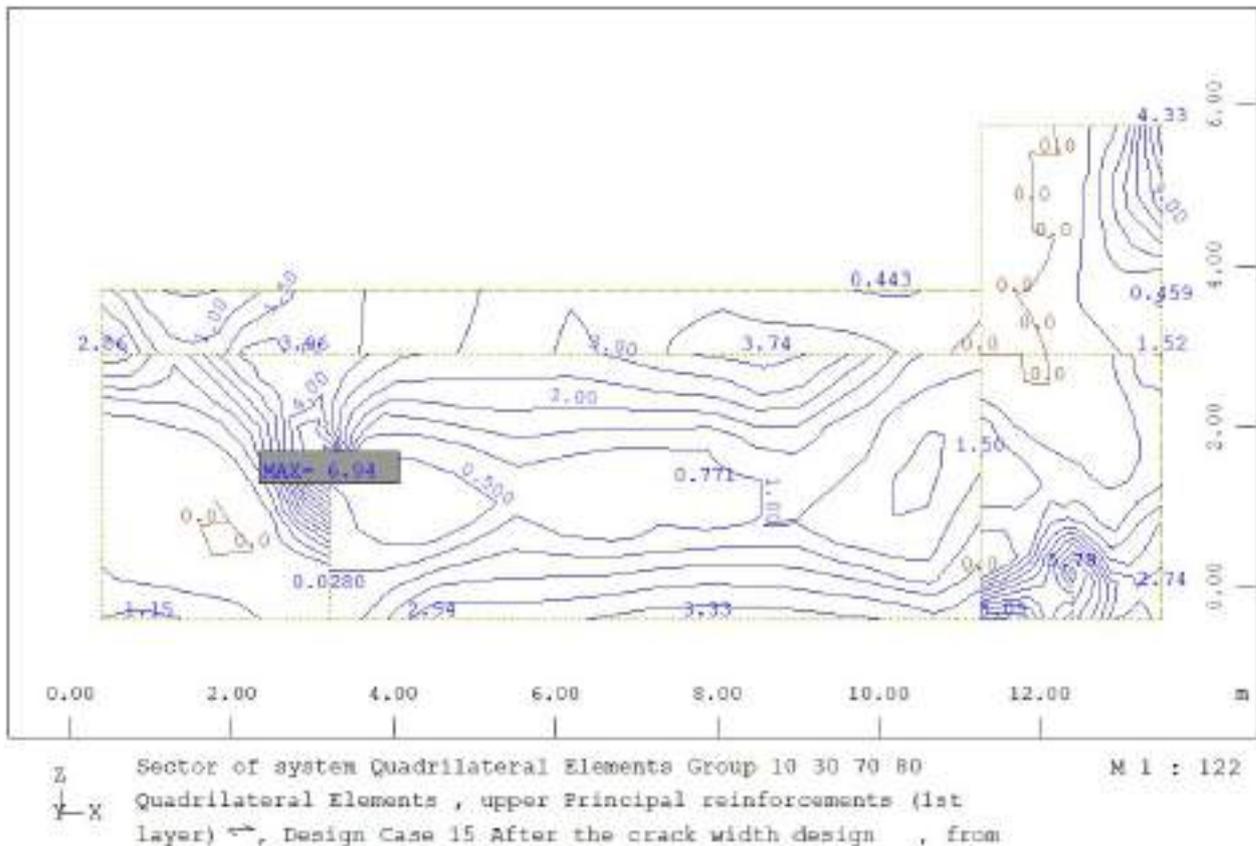
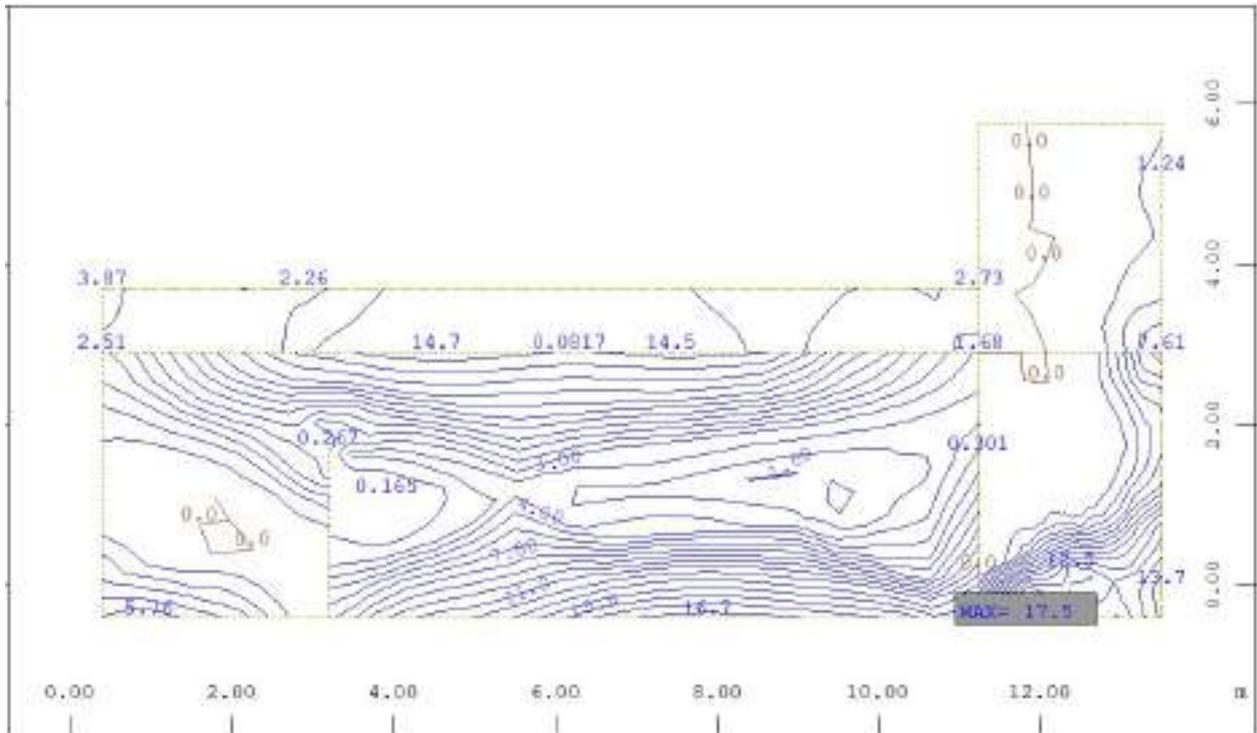


Figure 4-102: – Armatura lato interno direzione orizzontale



Σ Sector of system Quadrilateral Elements Group 10 30 70 80 M 1 : 122
 1/2 X Quadrilateral Elements , upper Cross reinforcements (2nd layer) ↓ Design Case 15 After the crack width design , from

Figure 4-103: – Armatura lato interno direzione verticale

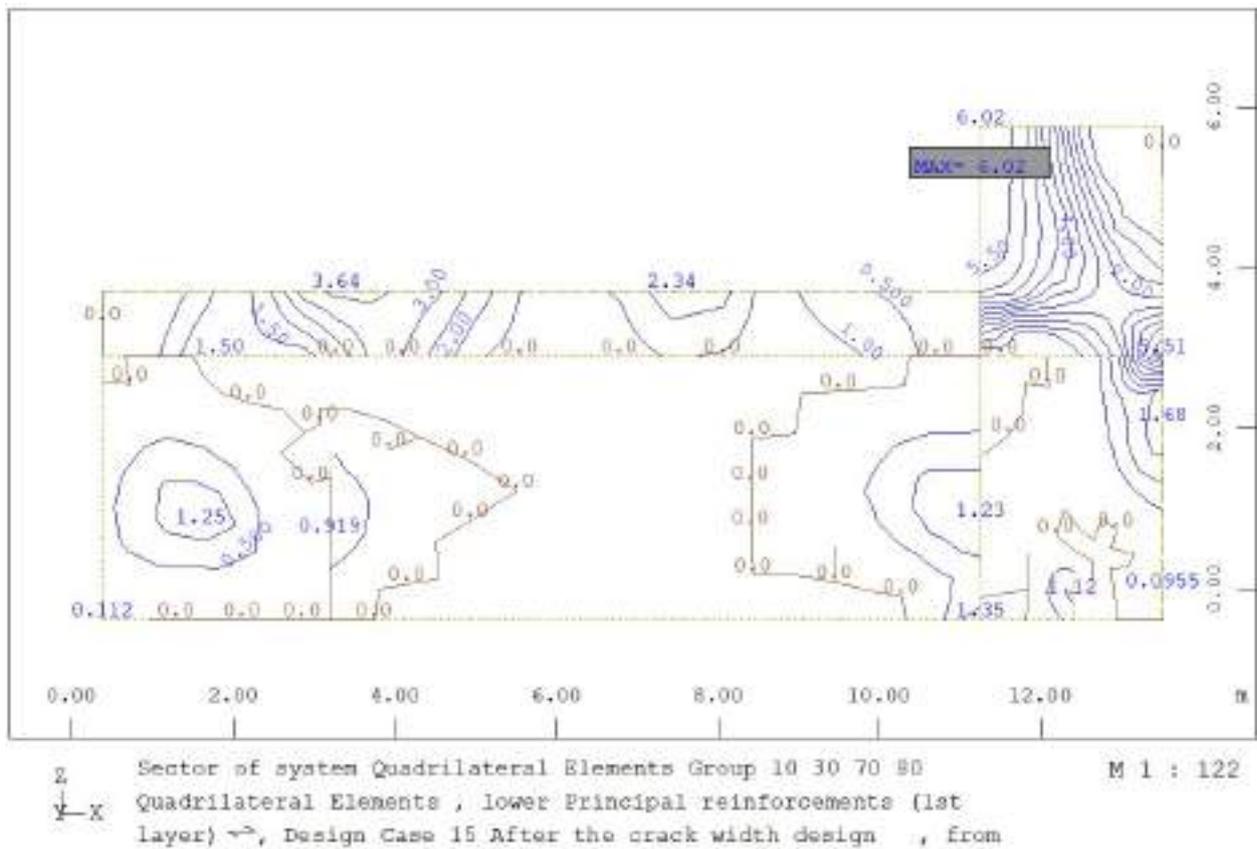


Figure 4-104: – Armatura lato esterno (terreno) direzione orizzontale

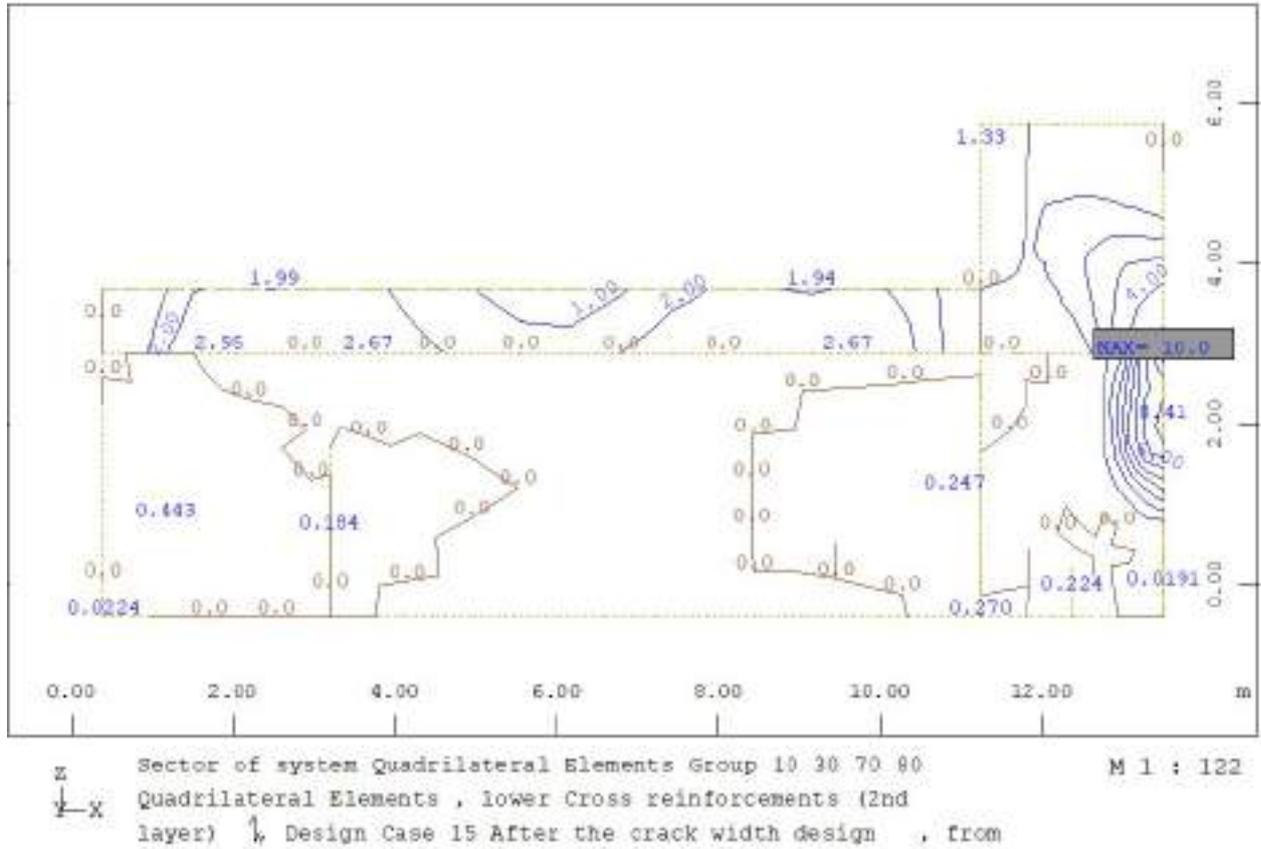


Figure 4-105: – Armatura lato esterno (terreno) direzione verticale

Armatura muri perimetrali lato sud

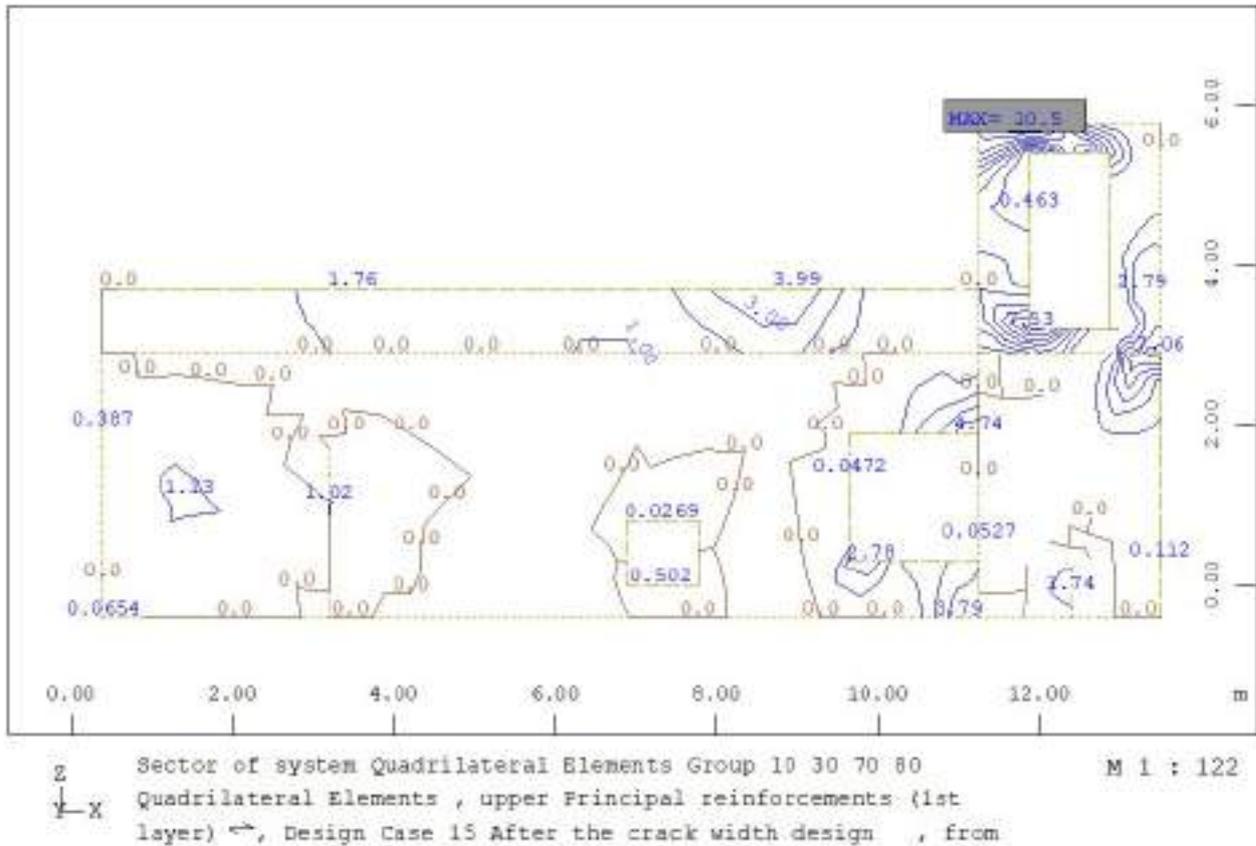


Figure 4-106: – Armatura lato esterno (terreno) direzione orizzontale

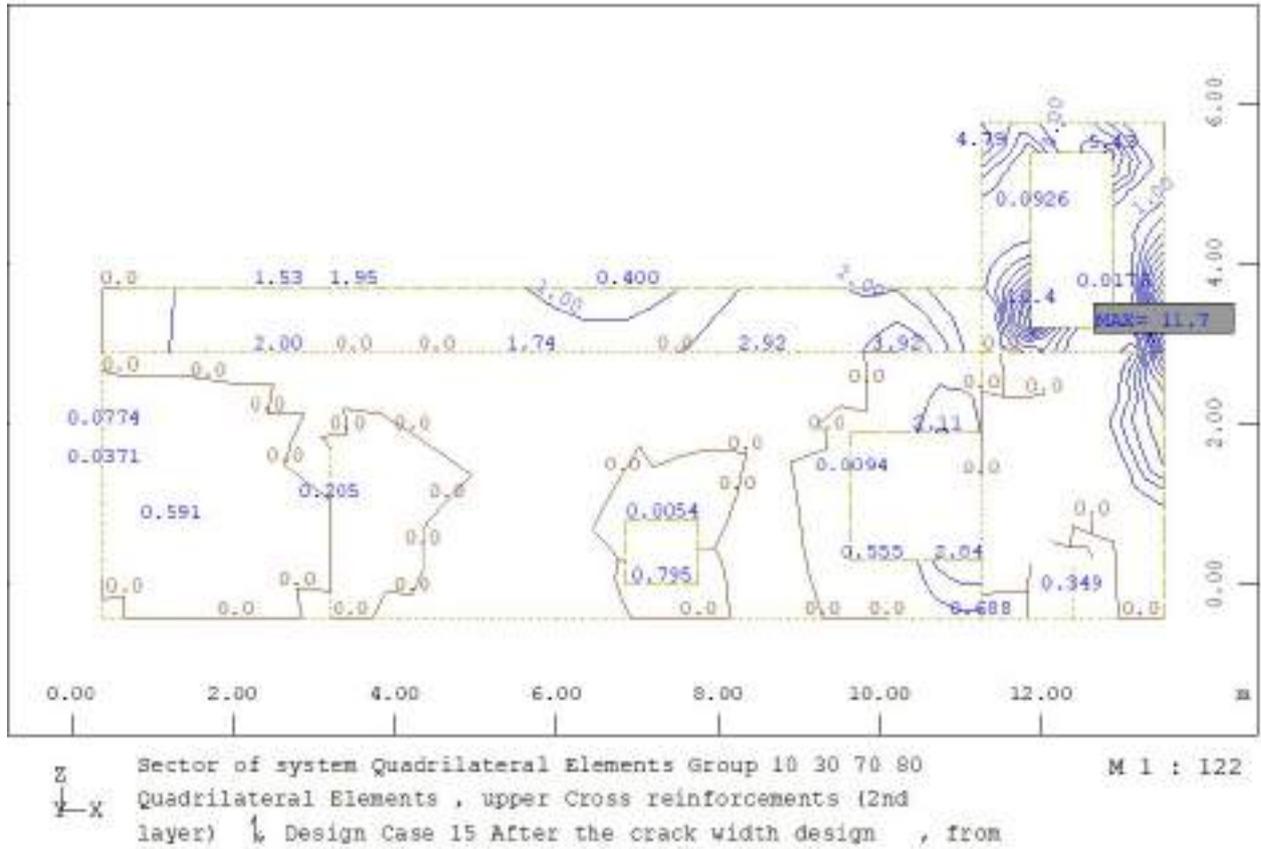


Figure 4-107: – Armatura lato esterno (terreno) direzione verticale

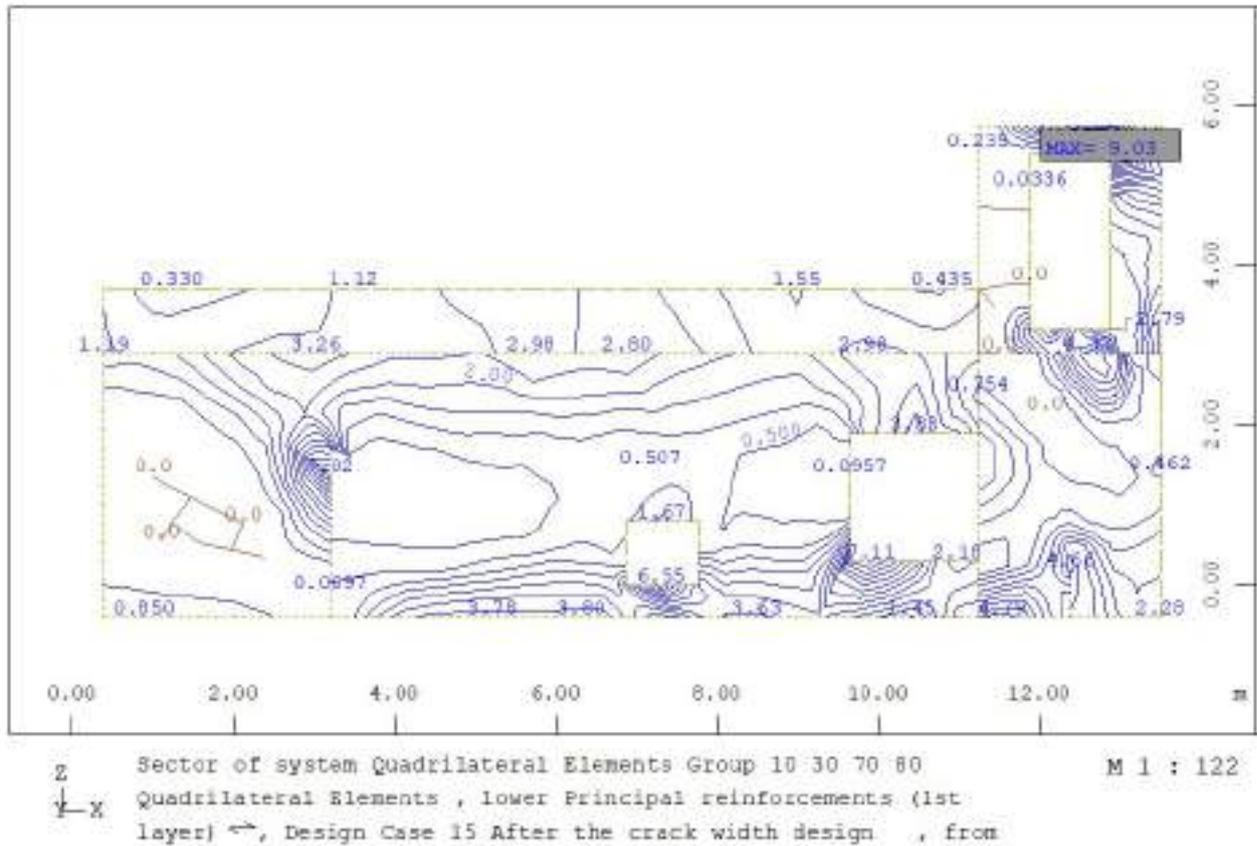


Figure 4-108: – Armatura lato interno direzione orizzontale

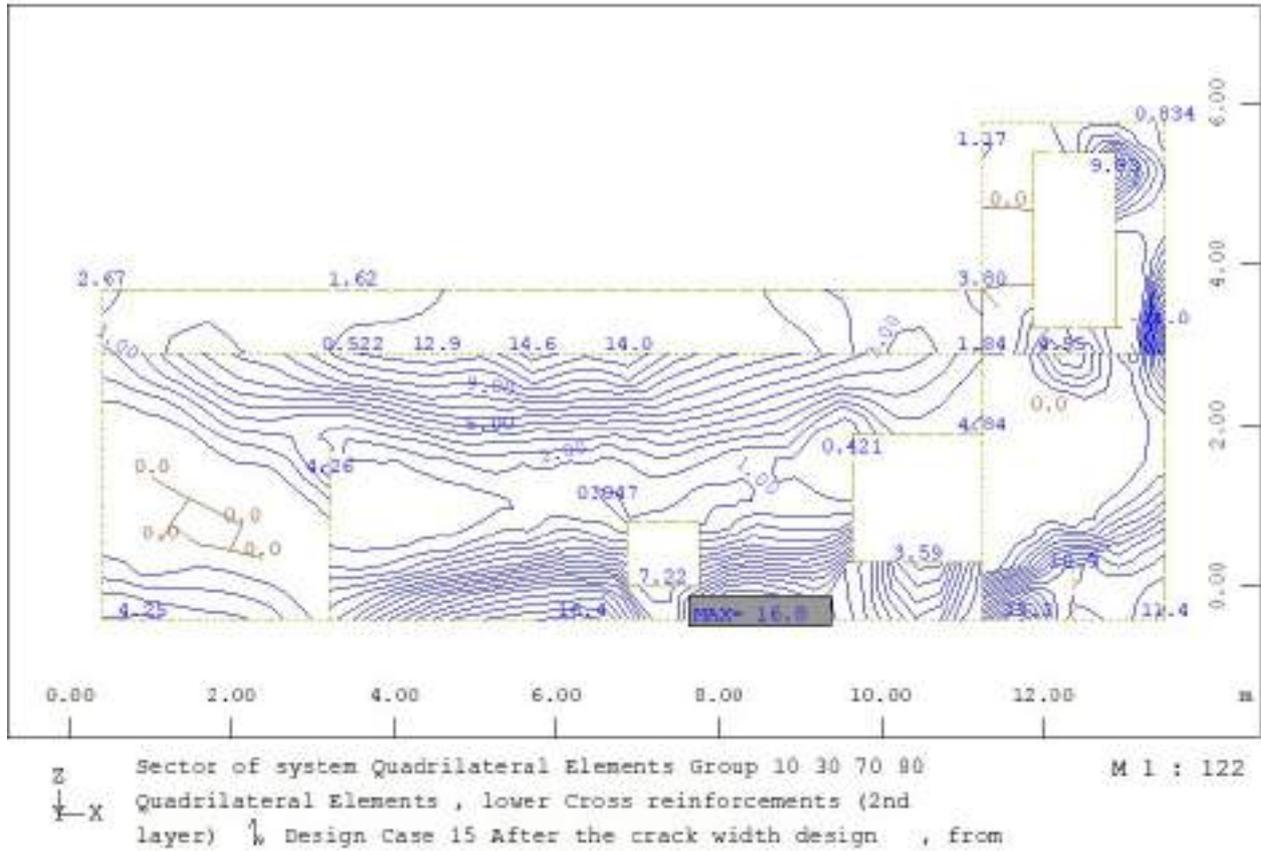


Figure 4-109: – Armatura lato interno direzione verticale

Armatura muri perimetrali lato est

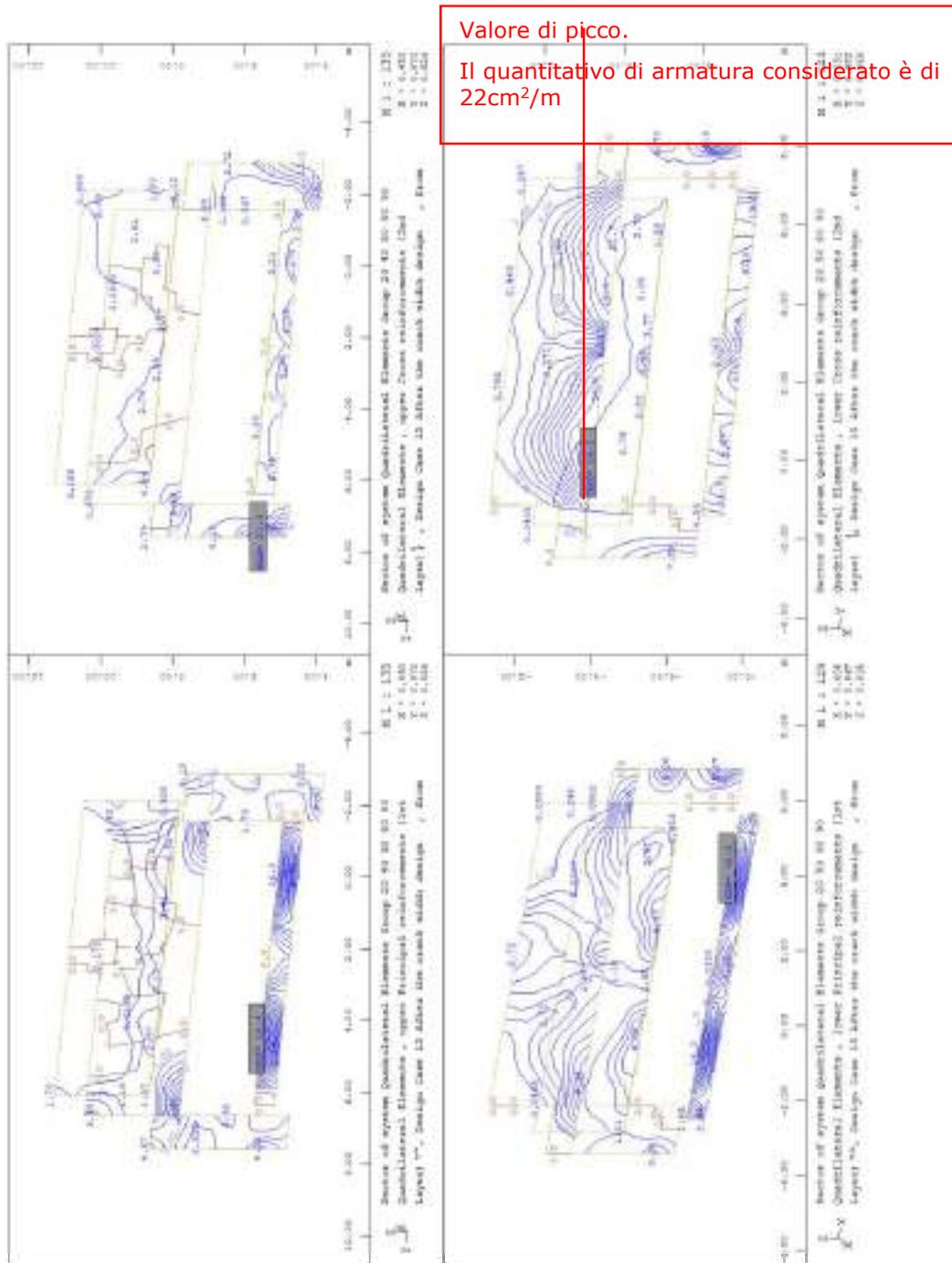


Figure 4-110: – Armatura lato interno fig. sup. e lato esterno(terreno) fig. inf.

Armatura muri perimetrali lato ovest

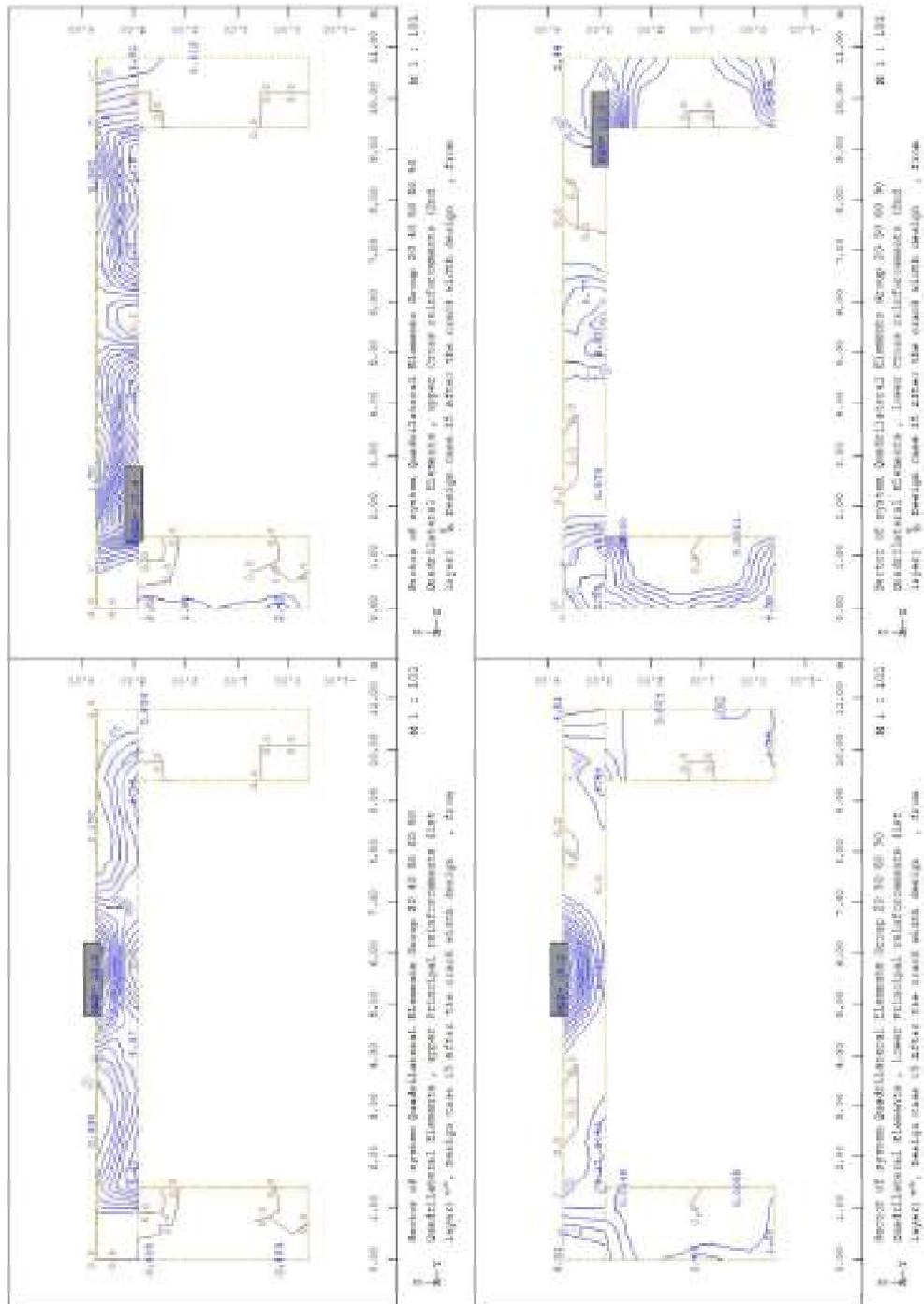


Figure 4-111: – Armatura lato interno fig. sup. e lato esterno(terreno) fig. inf.

Armatura parete interna zona paratoia

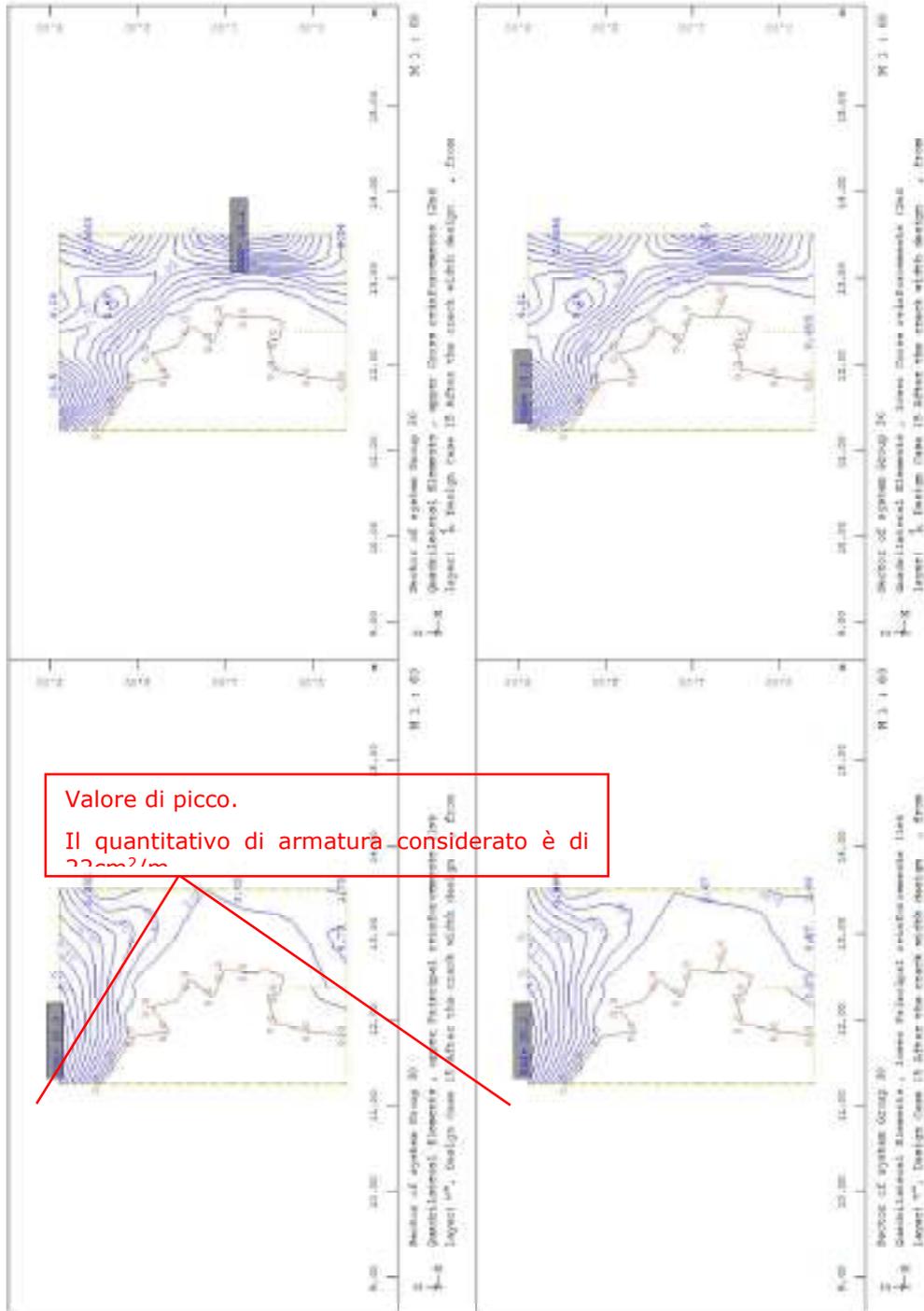


Figure 4-112: – Armatura lato interno fig. sup. e lato esterno(terreno) fig. inf.

Dalla verifica non risulta necessaria alcuna armatura a taglio, il valore plottato sono singolarità, perché puntuale nel nodo.

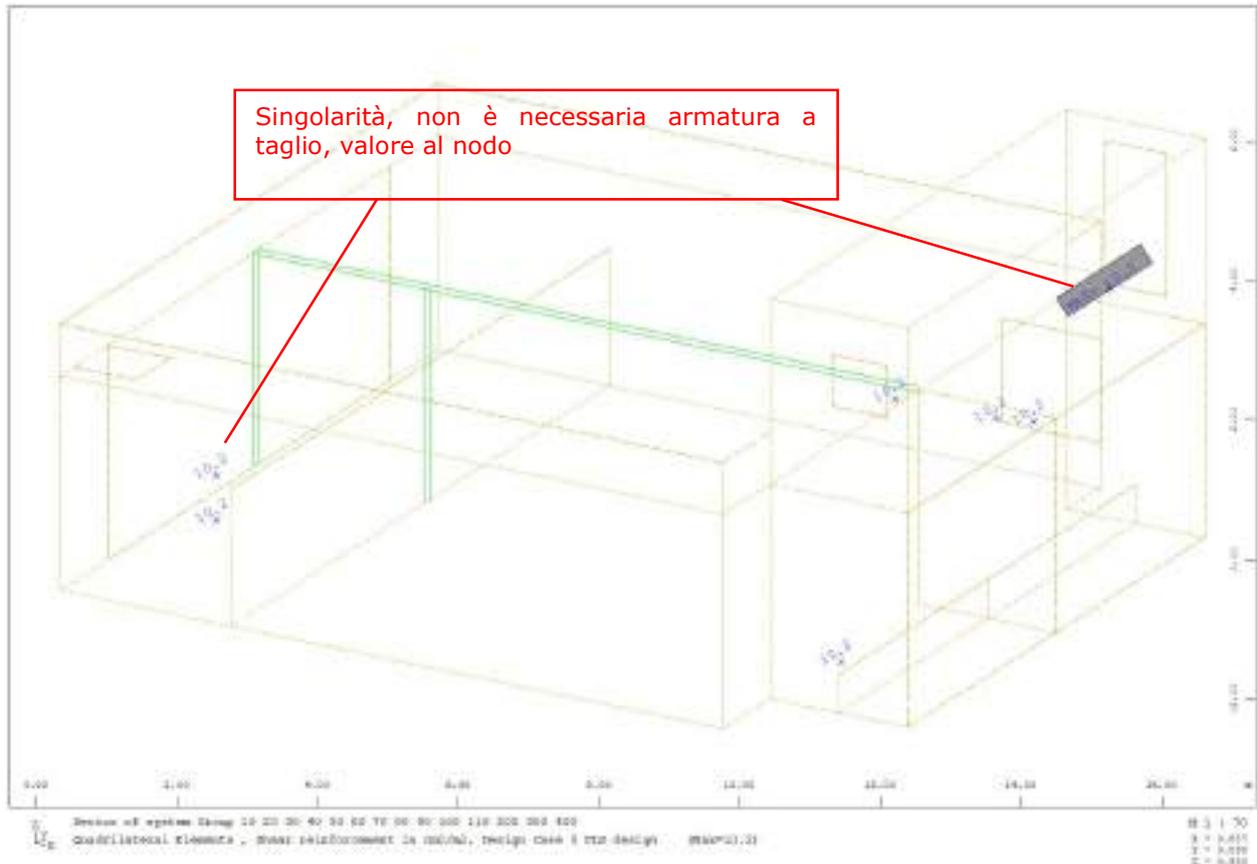


Figure 4-113: – Armatura a taglio

Verifiche agli SLE

Si riportano le verifiche a fessurazione e degli stati tensionali per le varie combinazioni agli SLE.

L’armatura calcolata agli SLU/SLV è stata aumentata dal software per soddisfare le verifiche a fessurazione.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	wk [mm]	
1	EN-1992	0.20	Calculation of crack-width acc. EN 1992 7.3.4
Reinforcement has been increased by SLS design -> WINGRAF: Decisive design check✓			
wk Required crack width: ->para = values from design parameter definition			
1688 elements/nodes were designed with direct calculation of crack width EN 1992-1-1 7.3.4			

Il software riporta le zone dove ha aumentato l’armatura, per avere delle fessure massime $w_k=0.20\text{mm}$

Serviceability load results according to EN 1992-1-1

ELEM No	LC No	x [m]	wk [mm]	as1	as2	as3	d1 [mm]	d2 [mm]	d3 [mm]	wk+ [mm]	as1+	as2+	as3+
300002	1301	L	0.70	13.1	6.62		10	10		0.20	24.76	20.48	
		U	0.70	13.3	6.57		10	10		0.20	24.87	20.32	
	1302	L	0.74	13.1	6.62		10	10		0.20	25.39	21.17	
U		0.73	13.3	6.57		10	10		0.20	25.87	21.01		
	1303	U	0.73	13.3	6.57		10	10		0.20	26.01	21.01	
300007	1302	L	0.90	9.54	2.04		10	10		0.20	22.27	9.22	
		L	0.94	9.54	2.04		10	10		0.20	22.27	9.57	
300010	1302	U	0.94	0.69	3.45		10	10		0.20	3.08	15.39	
		1304	U	0.95	0.69	3.45		10	10		0.20	3.08	15.39
300029	1301	L	0.95	7.07	1.41		10	10		0.20	18.41	5.74	
		U	0.96	7.00	1.40		10	10		0.20	18.24	5.19	
	1302	U	0.96	7.00	1.40		10	10		0.20	18.24	5.30	
		1307	U	0.96	7.00	1.40		10	10		0.20	18.24	5.50
300032	1301	L	0.96	5.06	1.01		10	10		0.20	15.02	3.17	
		U	0.97	4.97	0.99		10	10		0.20	14.89	2.98	
300037		L	0.98	3.00	0.60		10	10		0.20	9.98	2.00	
300038	1304	L	0.99	4.02	1.61		10	10		0.20	12.89	7.91	
500003	1301	L	1.03	3.48	2.69		10	10		0.20	10.22	11.67	
600093		L	0.73	3.75	7.79		10	10		0.20	8.76	24.70	
600094		L	0.59	3.85	8.29		10	10		0.20	6.67	21.87	
	1302	L	0.74	3.85	8.29		10	10		0.20	8.73	26.26	
600139	1301	L	0.54	2.90	8.30		10	10		0.20	5.97	20.28	

x: height of compression zone
wk: crack width before increase of reinforcement
as1: reinforcement 1. layer before increase of reinforcement
as2: reinforcement 2. layer before increase of reinforcement
as3: reinforcement 3. layer before increase of reinforcement
d1: reinforcement diameter layer 1-3
wk+: crack width after increase of reinforcement
as1+: reinforcement after increase of reinforcement layer 1-3
Calculation of crack width according to EN 1992-1-1 7.3.4 (first element):
k1= 0.40 k1= 0.80 k2= 0.50 k3= variable k4= 0.43
Elements with maximum values are printed

Per le verifiche tensionali per la combinazione SLE Rara il software ha aumentato l'armatura.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.60	0.80
Reinforcement has been increased by SLS design -> WINGRAF: Decisive design check✓					
sigS: Stress range for reinforcement in [MPa] sigT: Stress range for link reinforcement in [MPa] CHKC: Control of the concrete compressive stress: factor on f _{ck} or [MPa] CHKR: Control of the steel stress: factor on f _{yk} or [MPa]					

Di seguito gli elementi shell che hanno necessitato un aumento di armatura.

Required Reinforcements acc. to I EN 1992-1-1(I)

Grp	Element	t [m]	asu [cm2/m]	asu2 [cm2/m]	asu3 [cm2/m]	asl [cm2/m]	asl2 [cm2/m]	asl3 [cm2/m]	supp [-]	shear [-]	ass [cm2/m2]
Ø	200153	0.400	4.35	21.74		9.11	22.86				
	300002	0.500	26.01	21.01		25.65	21.18				
	600094	0.400	1.58	0.32		8.73	26.26				

Grp	primary group number	asu3	Third reinforcements	Top
Element	element number	asl	Principal reinforcements (1st layer)	Bottom
t	plate thickness	asl2	Cross reinforcements (2nd layer)	Bottom
asu	Principal reinforcements (1st layer)	asl3	Third reinforcements	Bottom
asu2	Cross reinforcements (2nd layer)			Top
supp	reduction factor for the shear force near supports, punc-point in punching zone -> punching shear design			
shear	shear zone: 1=0k, punc-punching area, 1s=asu/1 increased for shear, 1d=for punching, 2=required ass, 2n=minimum shear reinf.			
ass	In a SLS design no shear design is done.			

Elements with maximum values are printed

Si riportano i valori di tensione per le pareti perimetrali.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass [MPa]	concre sig-max [MPa]	steel-1 sig-max [MPa]	steel-s sig-max [MPa]
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	asl [MPa]	asl2 [MPa]	asl3 [MPa]				
E 100273	17.06	11.16	-	-	-	-	-	-7.56	118.20	-
E 100276	67.85	7.56	-	-	-	-	-	-2.82	312.53	-
E 100434	-	-	-	214.47	83.64	-	-	-3.43	214.58	-
E 100444	225.80	180.71	-	-	-	-	-	-1.41	231.69	-
E 100599	-	-	-	20.72	14.55	-	-	-6.77	118.93	-
E 100626	-	-	-	130.74	16.59	-	-	-2.81	277.28	-
E 600065	-	-	-	121.81	218.14	-	-	-2.21	252.65	-
E 600221	120.58	189.02	-	39.95	132.97	-	-	-1.42	204.56	-
E 600353	41.85	70.41	-	-	47.07	-	-	-1.55	294.01	-
Maximum	225.80	189.02	-	214.47	218.14	-	-	-7.56	312.53	-

stress range on top	longitudinal reinforcement
links	stress range in shear reinforcements
concre	maximum concrete compression (! greater that allowed)
steel-1	maximum stress in longitudinal reinforcement
steel-s	maximum stress in the shear reinforcement

Elements with maximum values are printed

La verifica tensionale per la combinazione SLE quasi permanente risulta soddisfatta con l'ulteriore aumento di armatura.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	wk [mm]	
1	EN-1992	0.20	Calculation of crack-width acc. EN 1992 7.3.4
Reinforcement has been increased by SLS design -> WINGRAF: Decisive design check✓			
wk	Required crack width: ->para - values from design parameter definition		
1680	elements/nodes were designed with direct calculation of crack width EN 1992-1-1 7.3.4		

Si riportano in forma tabellare gli elementi shell per cui è stato necessario aumentare l'armatura.

Required Reinforcements acc. to I EN 1992-1-1(I)

Grp	Element	t [m]	asu [cm ² /m]	asu2 [cm ² /m]	asu3 [cm ² /m]	as1 [cm ² /m]	as12 [cm ² /m]	as13 [cm ² /m]	supp [-]	shear [-]	ass [cm ² /m ²]
0	200153	0.400	4.35	21.74		9.11	22.86				
	300002	0.500	26.01	21.01		25.65	21.18				
	600094	0.400	1.58	0.32		8.73	26.26				
Grp	primary group number		asu3 Third reinforcements			Top					

Element	element number	as1	Principal reinforcements (1st layer) Bottom
t	plate thickness	as12	Cross reinforcements (2nd layer) Bottom
asu	Principal reinforcements (1st layer) Top	as13	Third reinforcements Bottom
asu2	Cross reinforcements (2nd layer) Top		
supp	reduction factor for the shear force near supports, punc=point in punching zone => punching shear design		
shear	shear zone: 1=Ok, punc=punching area, 1s=asu/1 increased for shear, 10=for punching, 2=required ass, 2a=minimum shear reinf.		
ass	in a SLS design no shear design is done		
	Elements with maximum values are printed		

Si riportano i valori in forma tabellare.

Serviceability load results according to EN 1992-1-1

ELEM No	LC No	x [m]	wk [mm]	as1	as2	as3	d1 [mm]	d2 [mm]	d3 [mm]	wk+ [mm]	as1+ [mm]	as2+ [mm]	as3+ [mm]
100539	1201	L	0.21	2.96	14.8		10	10		0.20	3.11	14.95	
300041		L	0.21	4.04	2.50		10	10		0.20	4.12	2.50	
300077		L	0.21	4.25	1.46		10	10		0.20	4.38	1.46	
600371		L	0.56	0.00	0.00		10	10		0.20	0.00	0.01	
700100		L	0.21	6.02	1.20		10	10		0.20	6.02	1.25	

x	height of compression zone												
wk	crack width before increase of reinforcement												
as1	reinforcement 1. layer before increase of reinforcement												
as2	reinforcement 2. layer before increase of reinforcement												
as3	reinforcement 3. layer before increase of reinforcement												
d1	reinforcement diameter layer 1-3												
wk+	crack width after increase of reinforcement												
as1+	reinforcement after increase of reinforcement layer 1-3												
	Calculation of crack width according to EN 1992-1-1 7.3.4 (first element):												
	kt= 0.60 k1= 0.80 k2= 0.50 k3= variable k4= 0.43												
	Elements with maximum values are printed												

Setto interno invaso spessore 30cm

Setto – inviluppo SLU/SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni del Setto interno per le comb. SLU/SLV.

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

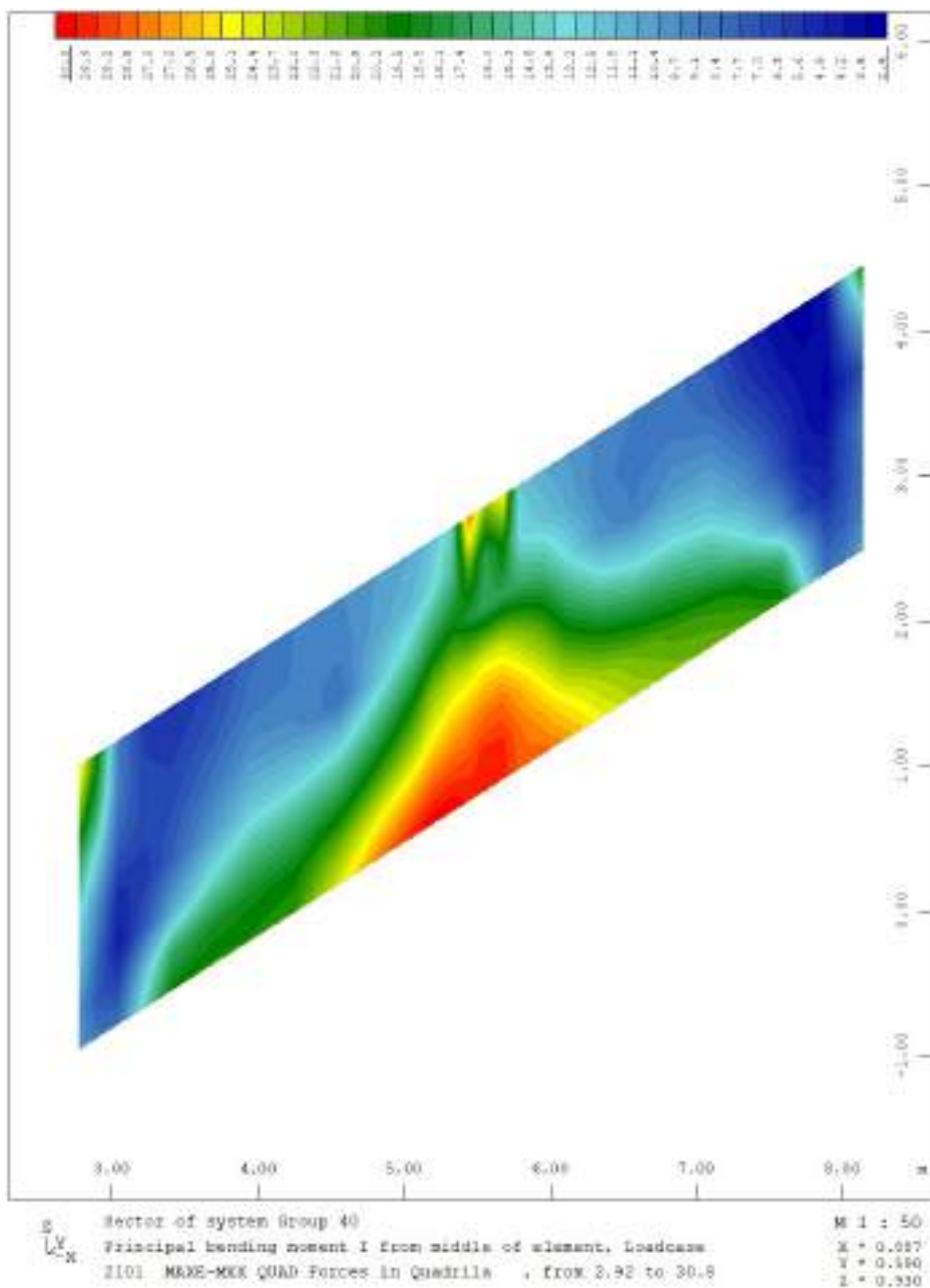


Figure 4-114: – Mxx,max

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

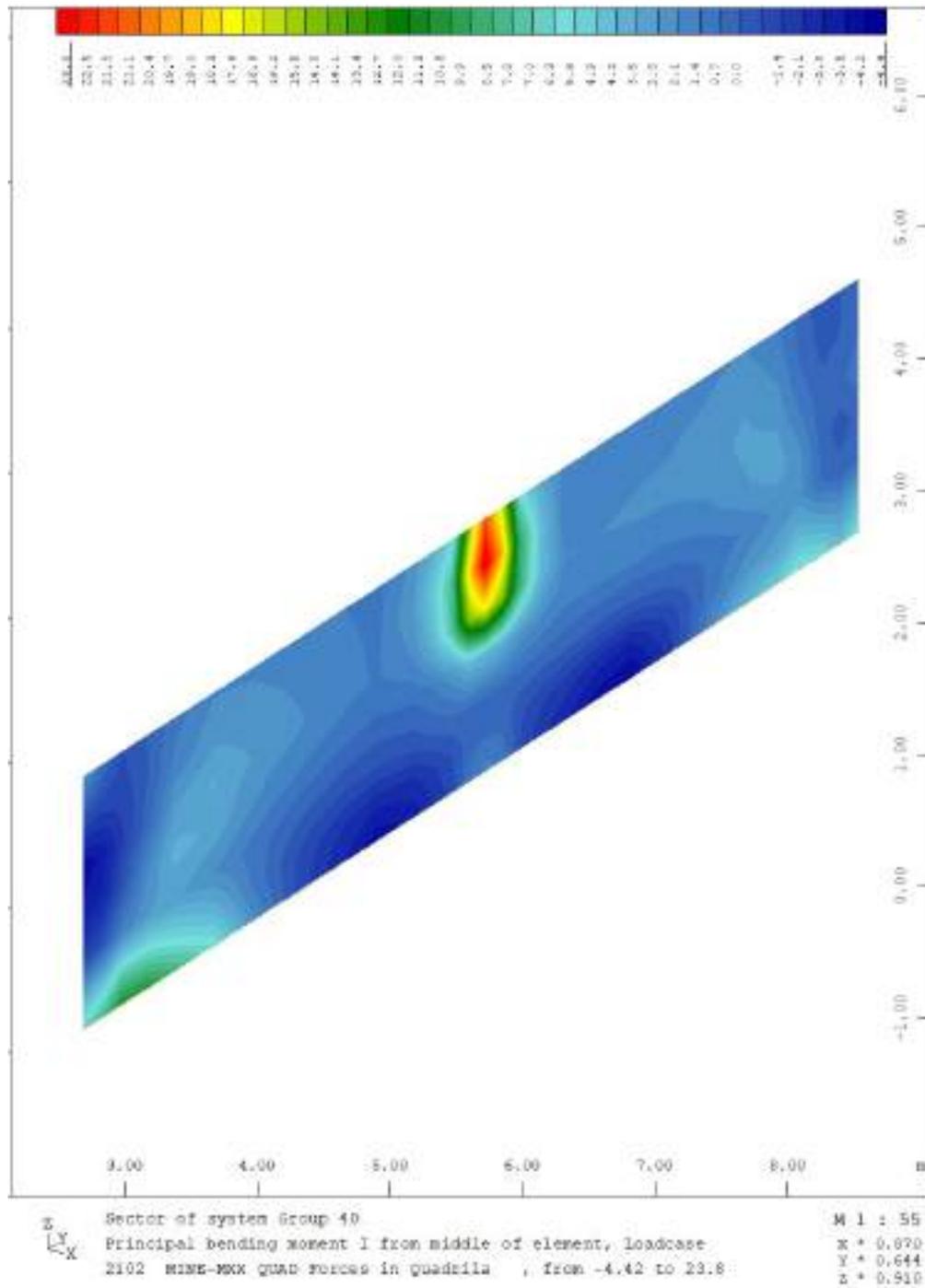


Figure 4-115: – Mxx,min

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

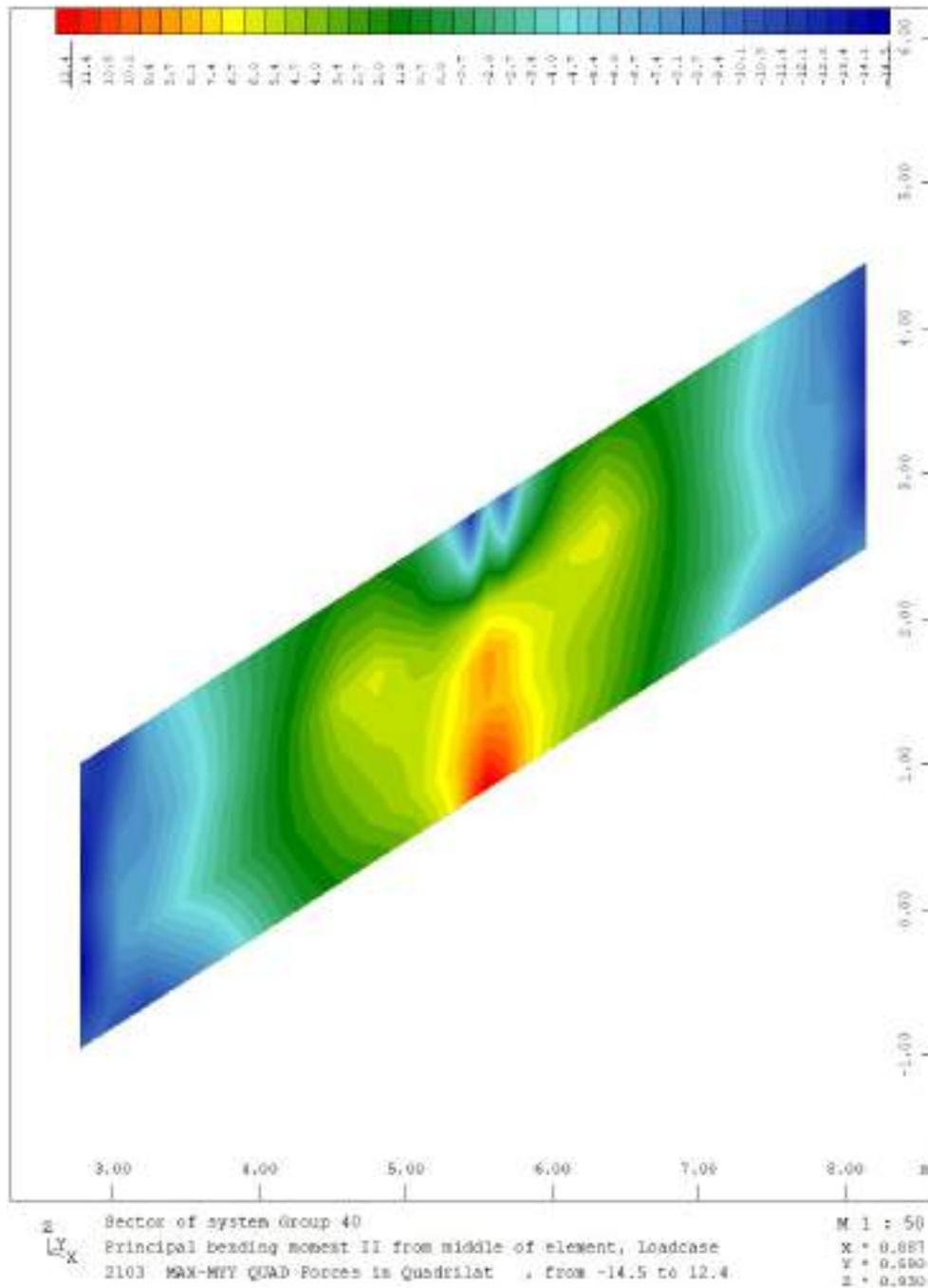


Figure 4-116: – Myy,max

Involuppo momento flettente SLU-SLV verticale Myy (valori minimi)

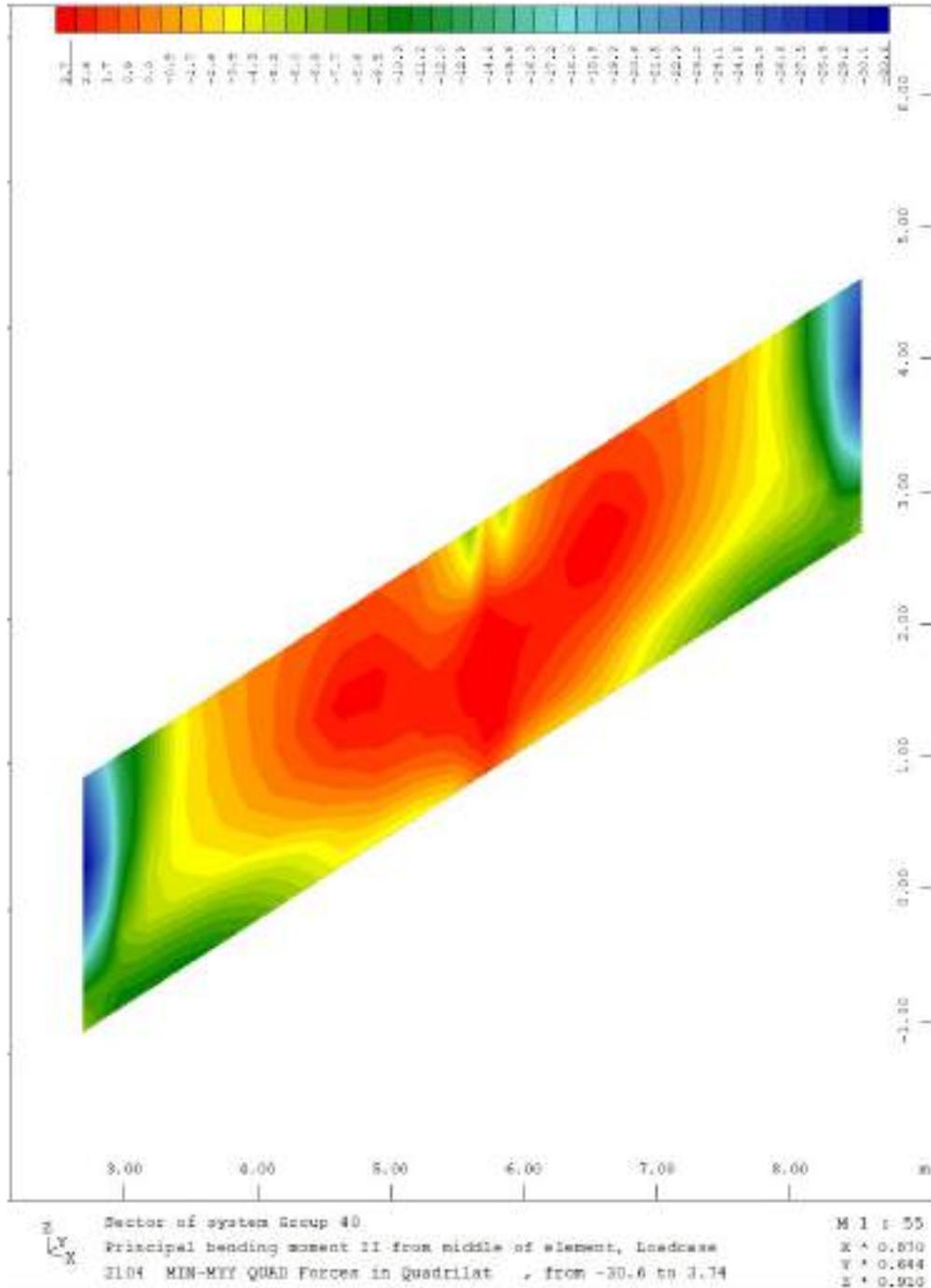


Figure 4-117: – Myy,min

Inviluppo del taglio SLU-SLV Vy (valori massimi)

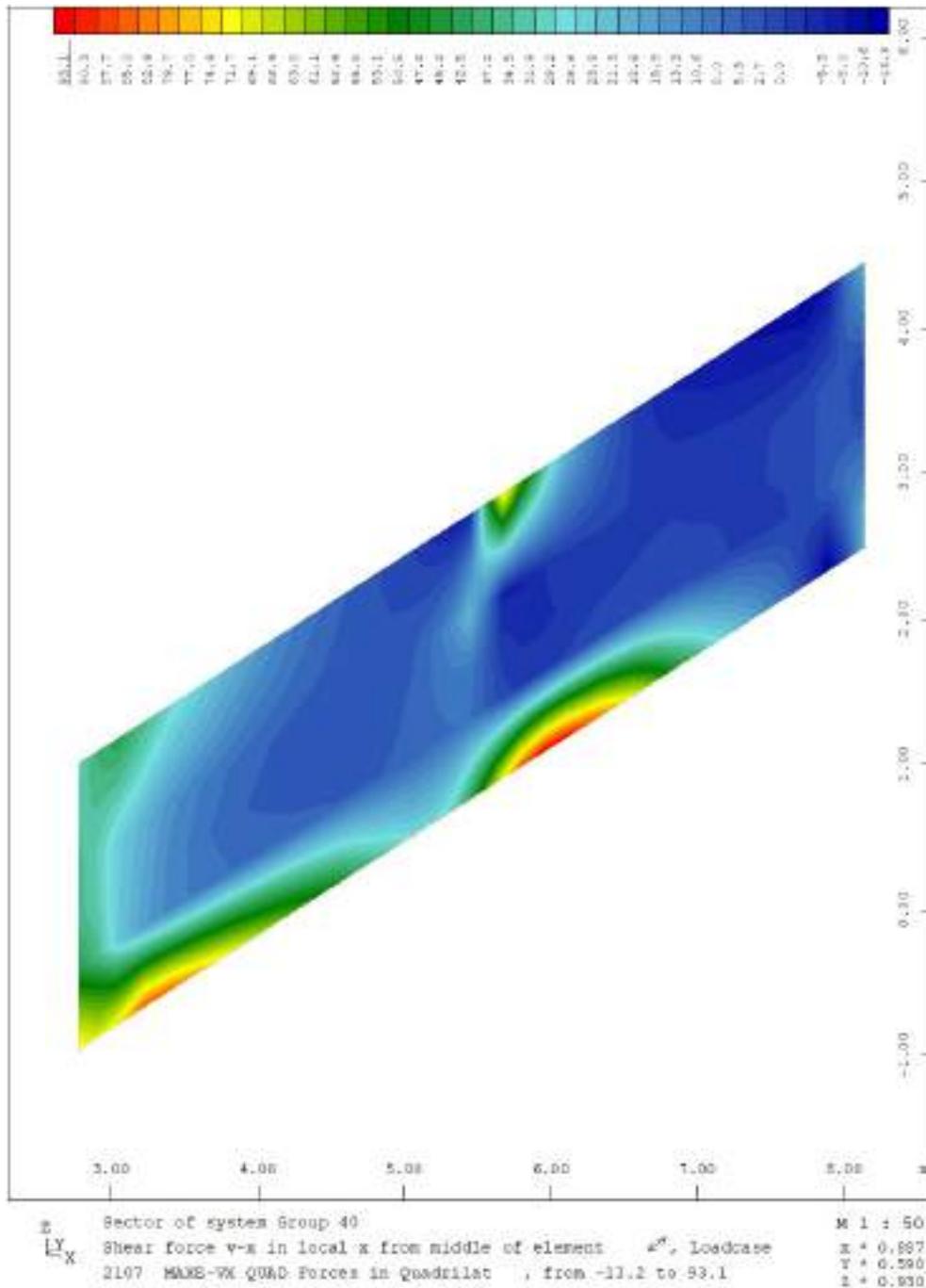


Figure 4-118: – Vy taglio verticale

Setto – SLE – Quasi permanente

Tensione di Trazione in Combinazione Quasi Permanente

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

- $st = f_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.52 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 0.20 MPa e quindi minore del valore limite:

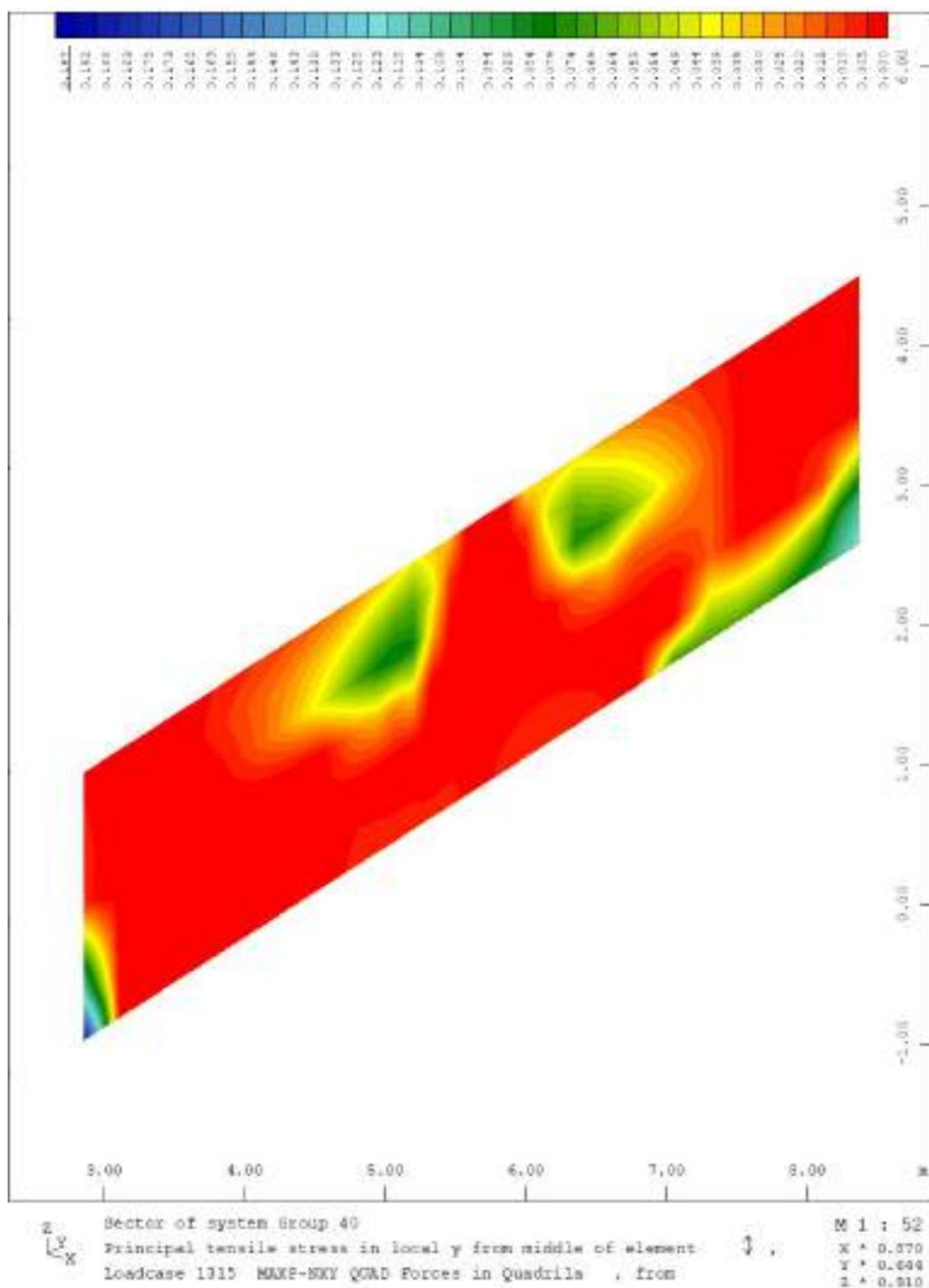


Figure 4-119: – σ_{ty} max

Fondazione - SLE – frequente

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori massimi)

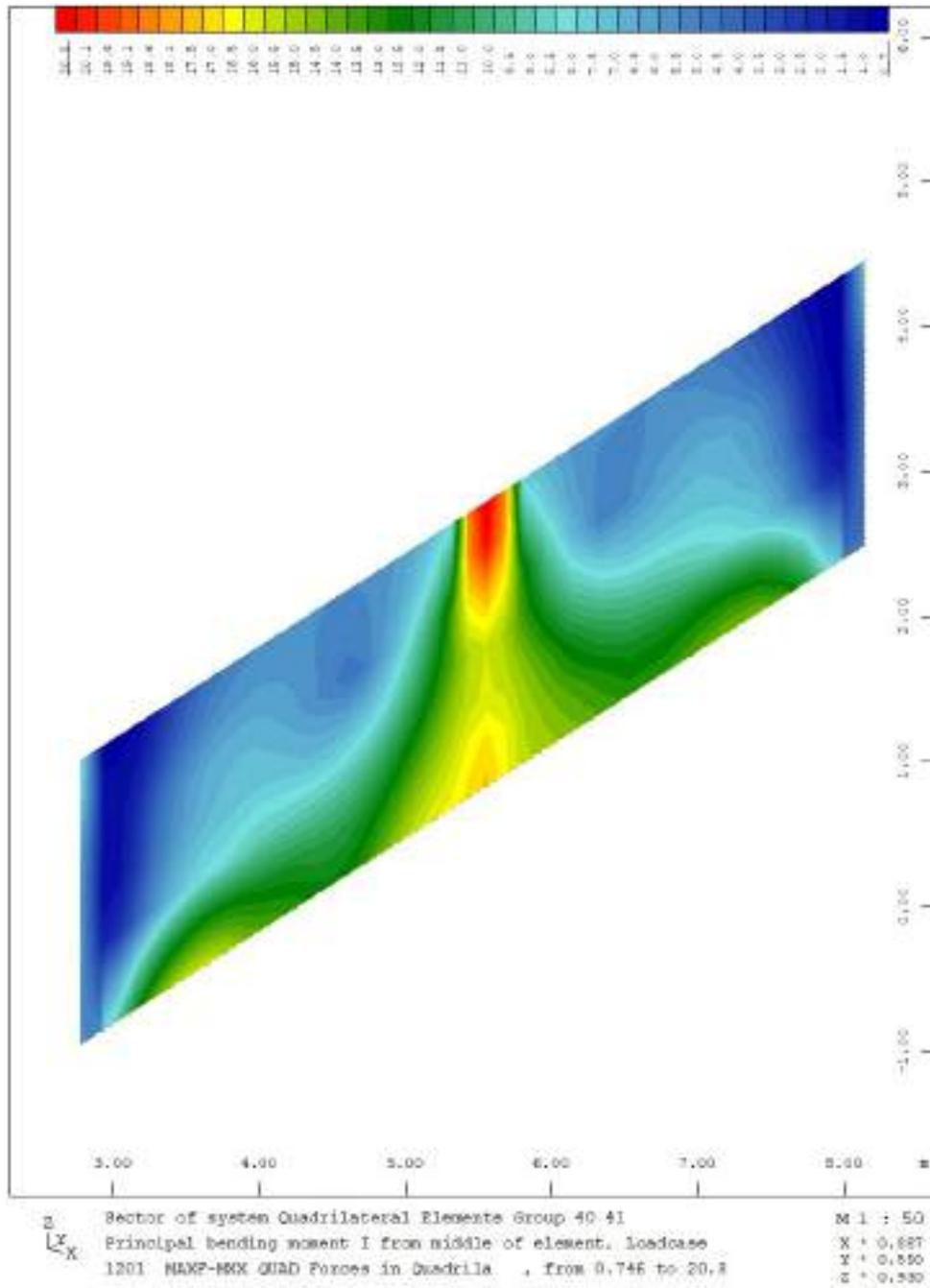


Figure 4-120: – Mxx,max

Involuppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori minimi)

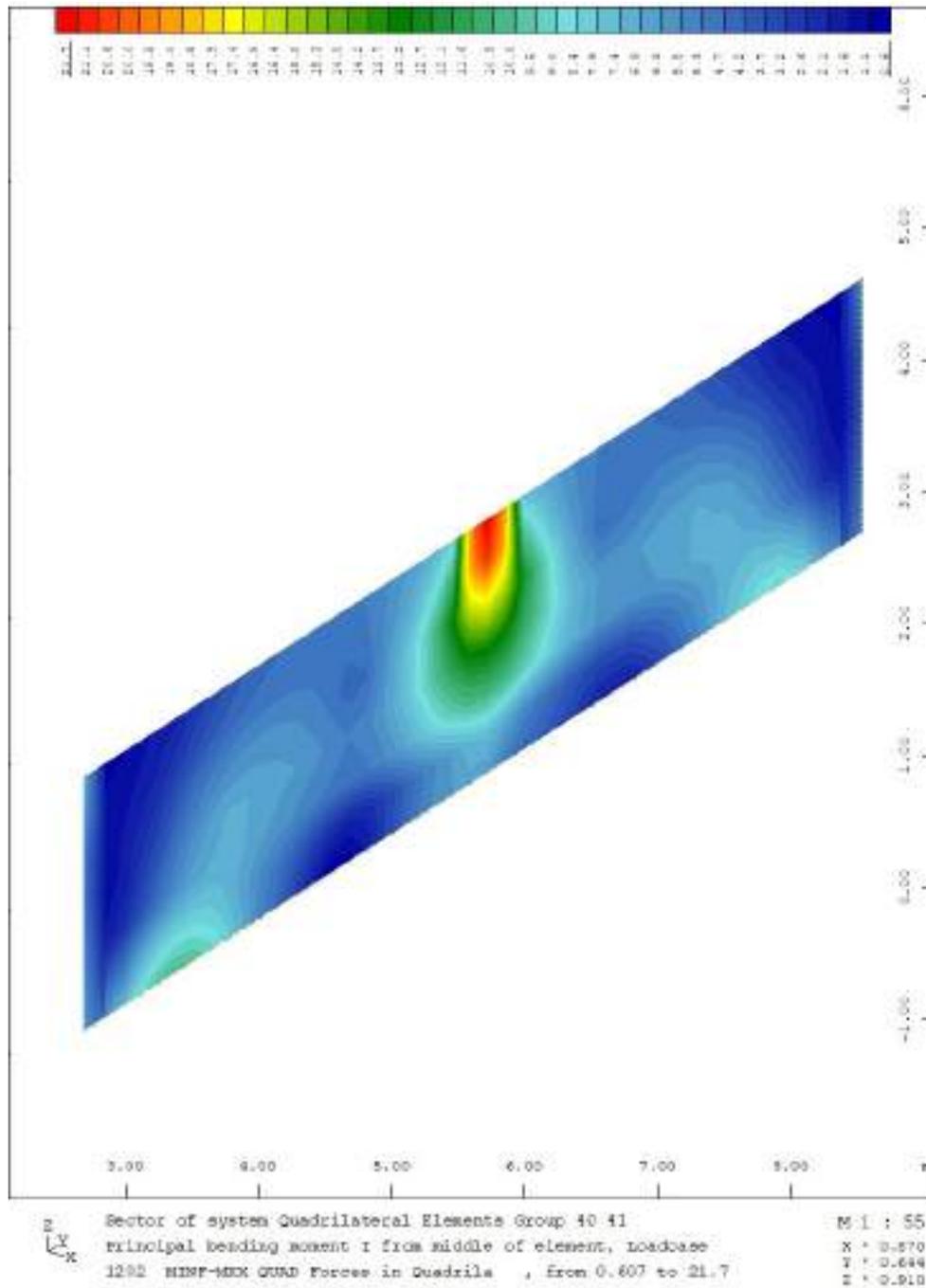


Figure 4-121: – Mxx,min

Involuppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori massimi)

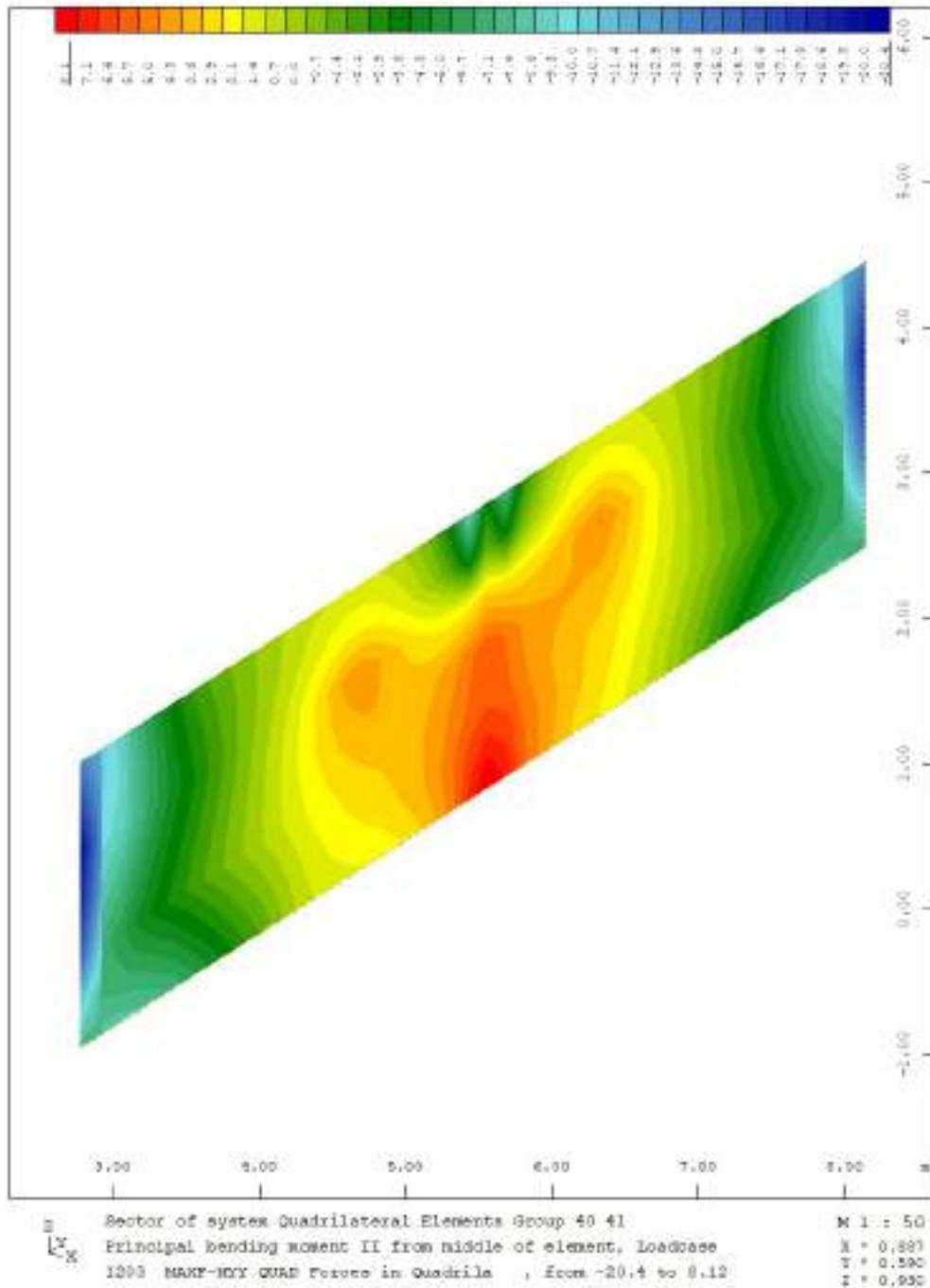


Figure 4-122: – Myy,max

Involuppo momento flettente SLE Frequente M_{yy} (valori minimi)

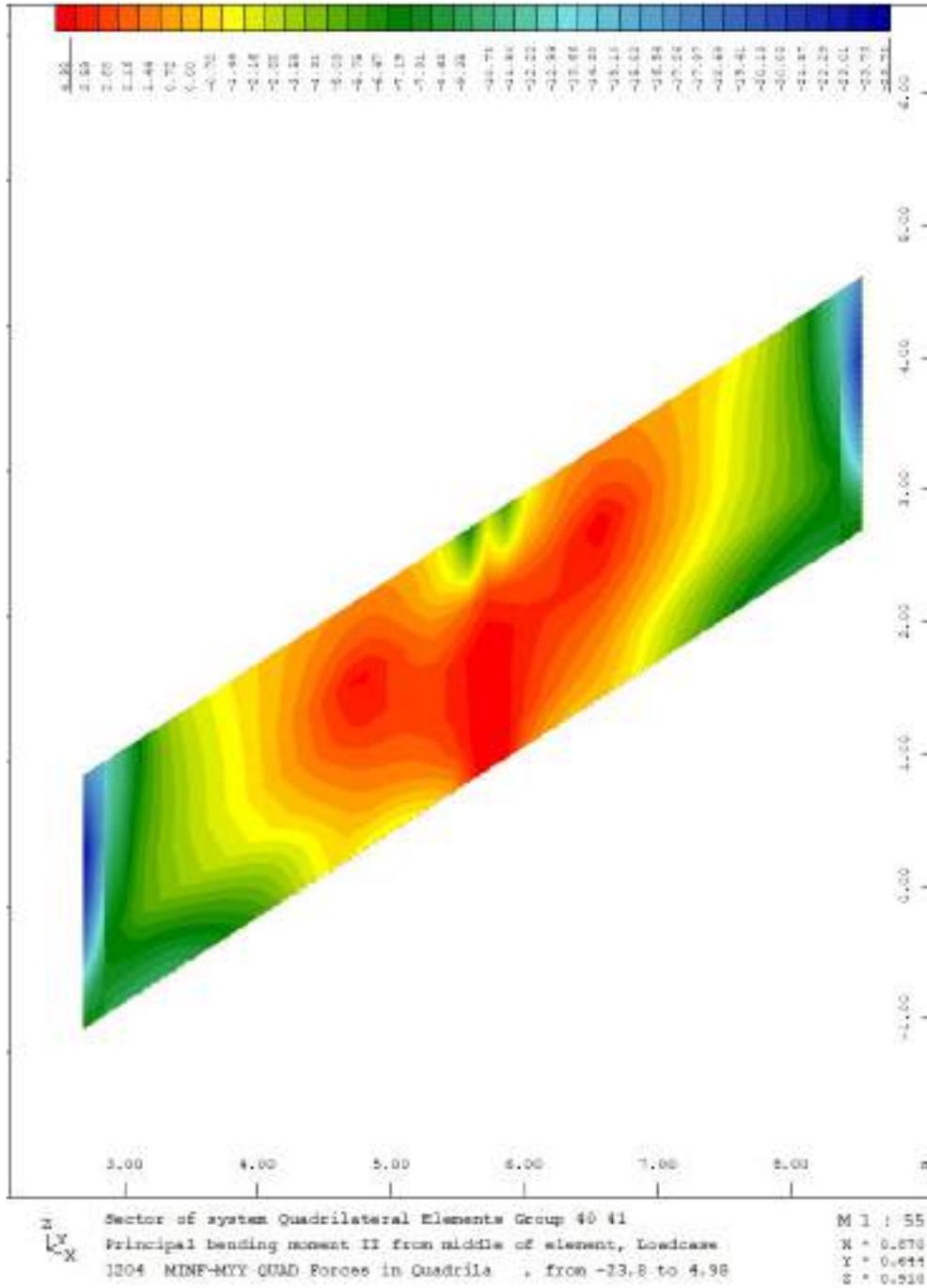


Figure 4-123: – M_{yy}, min

Fondazione - SLE – Rara

Inviluppo momento flettente SLE Rara Mxx (valori massimi)

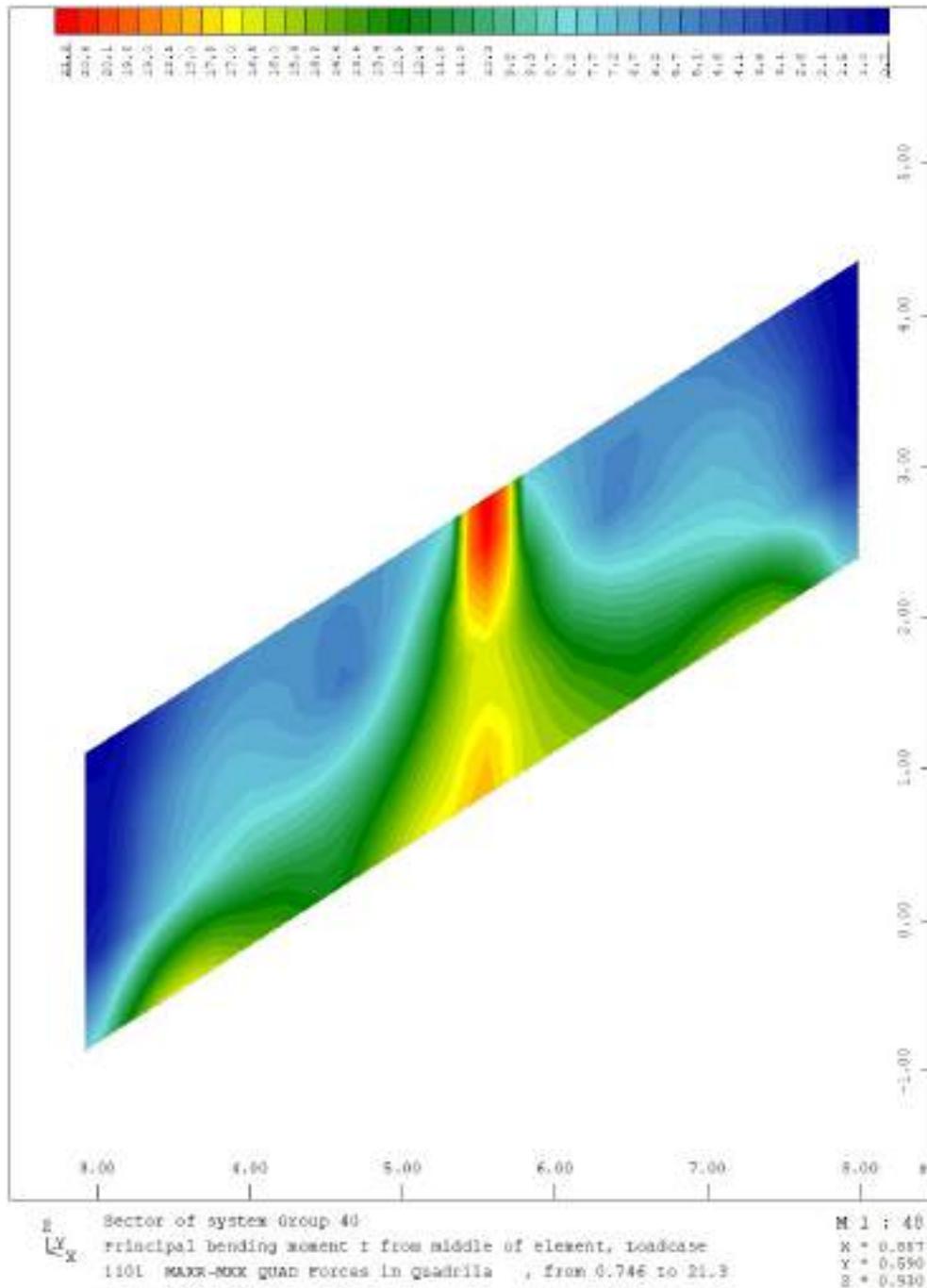


Figure 4-124: – Mxx,max

Involuppo momento flettente SLE Rara Mxx (valori minimi)

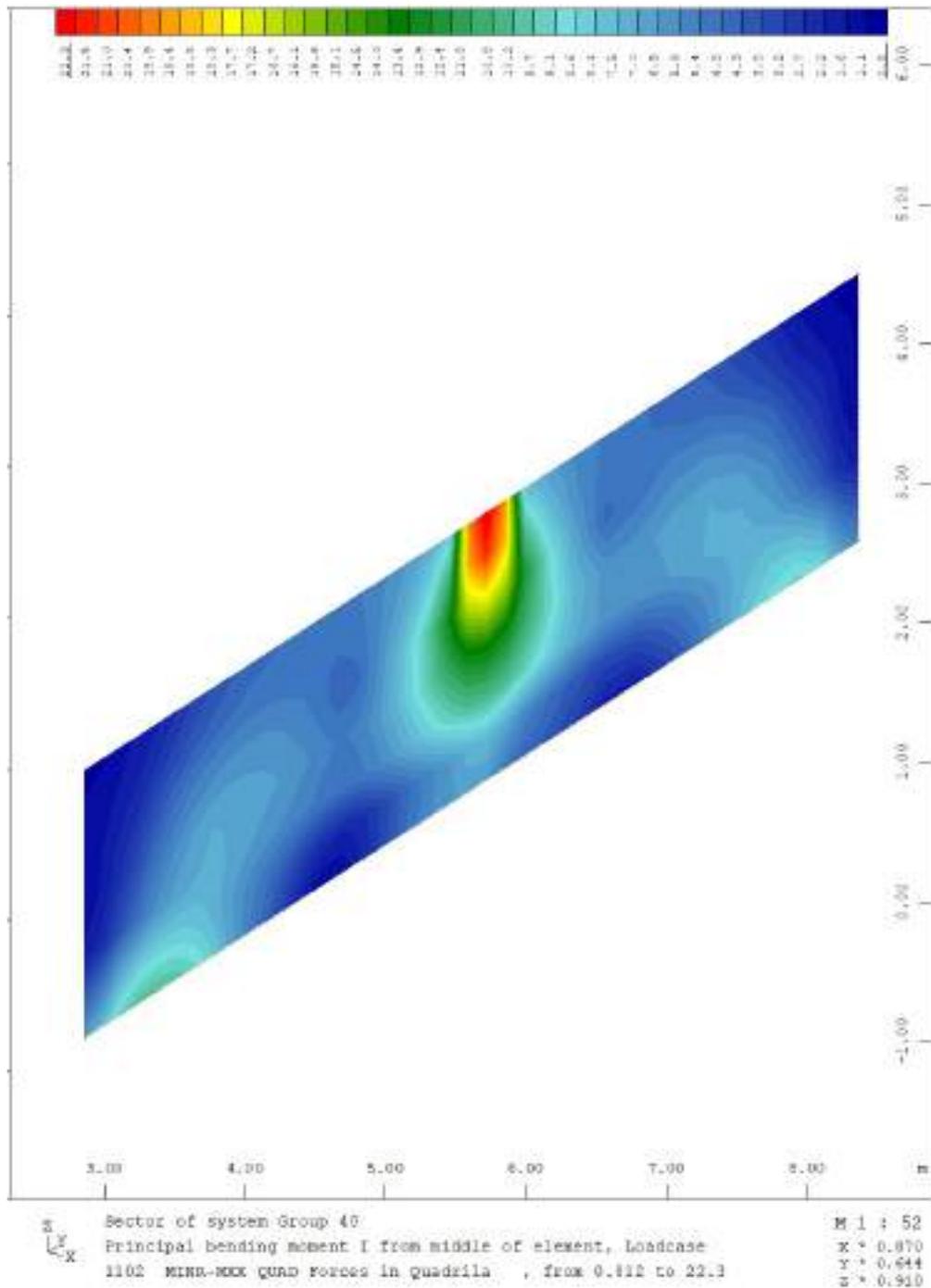


Figure 4-125: - Mxx,min

Involuppo momento flettente SLE Rara Myy (valori massimi)

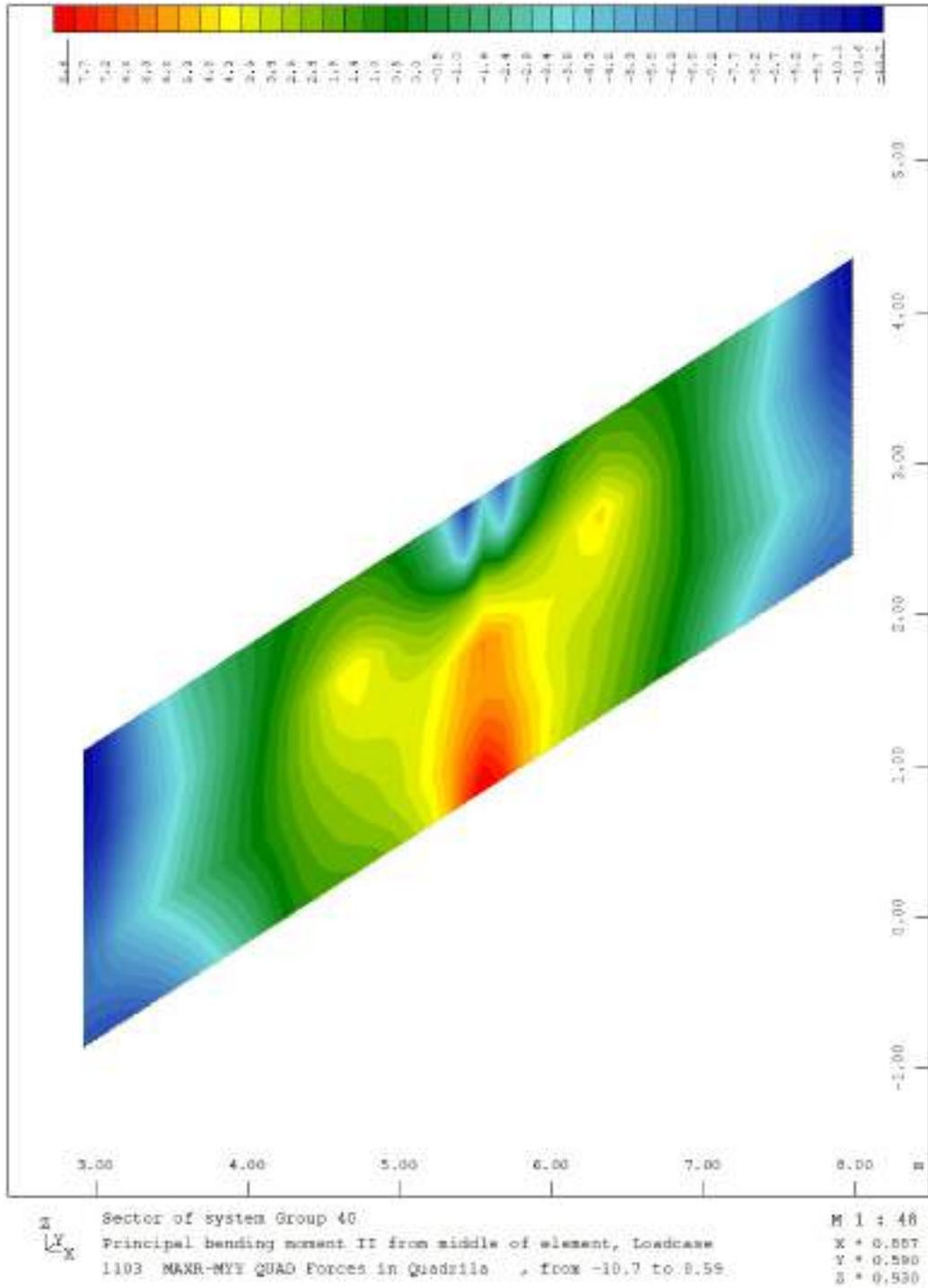


Figure 4-126: – Myy,max

Involuppo momento Rara SLE Frequente Myy (valori minimi)

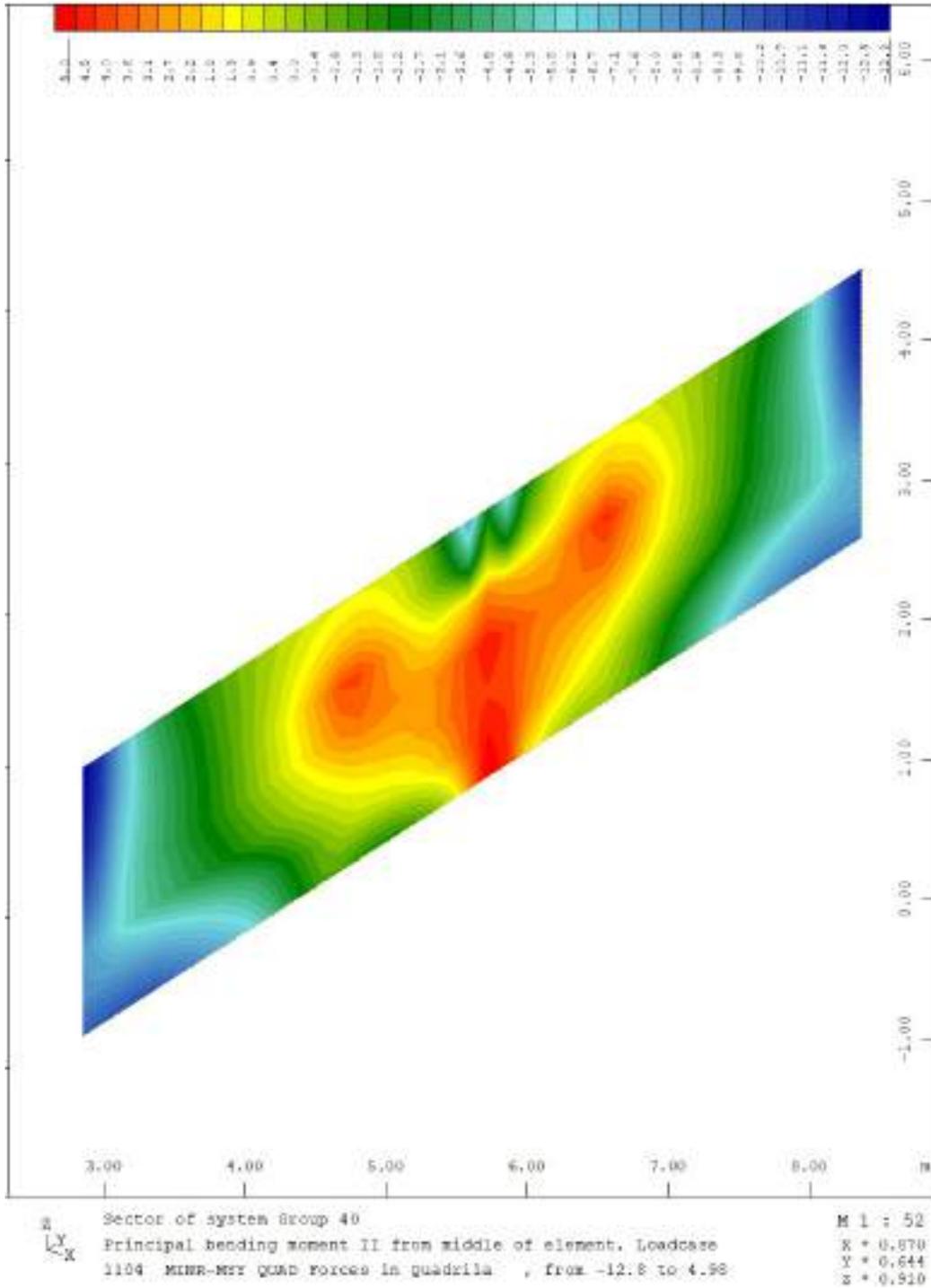


Figure 4-127: – Myy,min

Verifiche Setto interno invaso

Avendo impostato i limiti di fessurazione e lo stato tensionale nel cls e nell'acciaio richiesto alle varie combinazioni, il software calcola in modo automatizzato il minimo quantitativo di armatura previsto per soddisfare le verifiche di resistenza e di esercizio.

Si riportano per la fondazione il quantitativo di armatura necessaria per entrambe le direzioni x e y.

Armatura calcolata:

- L'armatura massima a lembo superiore richiesta in direzione longitudinale è di 13.3 cm²/m.

L'armatura commerciale equivalente è **Φ20/200** = 15.71 cm²/m;

- L'armatura massima a lembo superiore richiesta in direzione verticale è di 12.6 cm²/m.

L'armatura commerciale equivalente è **Φ20/200** = 15.71 cm²/m;

- L'armatura massima a lembo inferiore richiesta in direzione longitudinale è di 13.0 cm²/m.

L'armatura commerciale equivalente è **Φ20/200** = 15.71 cm²/m;

- L'armatura massima a lembo inferiore richiesta in direzione verticale è di 6.04 cm²/m.

L'armatura commerciale equivalente è **Φ14/200** = 7.70 cm²/m;

- Non è necessaria armatura a taglio, tuttavia si prevedono costruttivamente spilli **Φ10/400x400**.

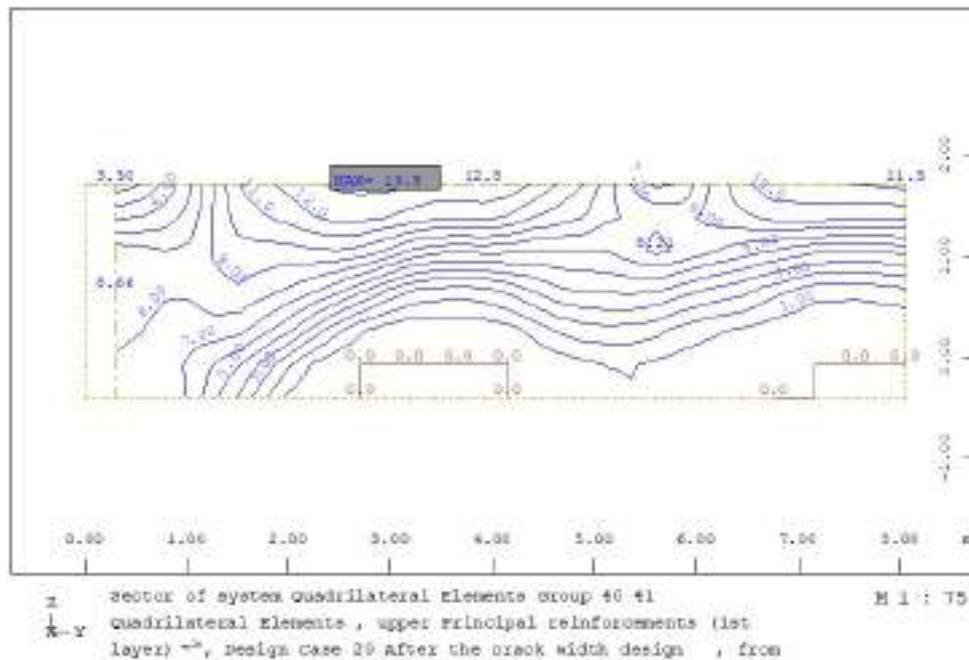


Figure 4-128: – Armatura superiore longitudinale lato valle

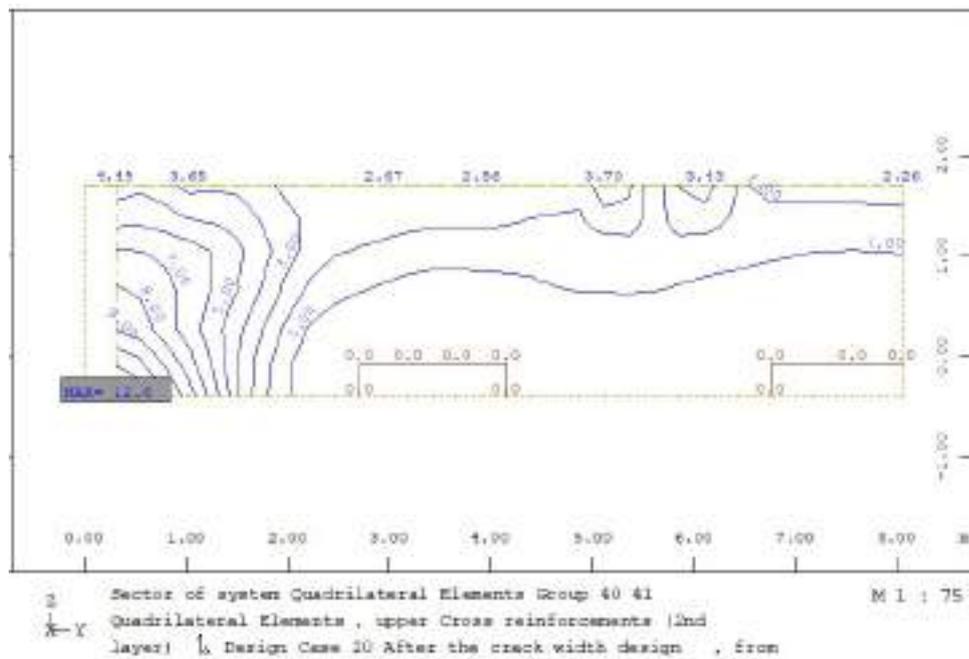


Figure 4-129: – Armatura superiore verticale lato valle

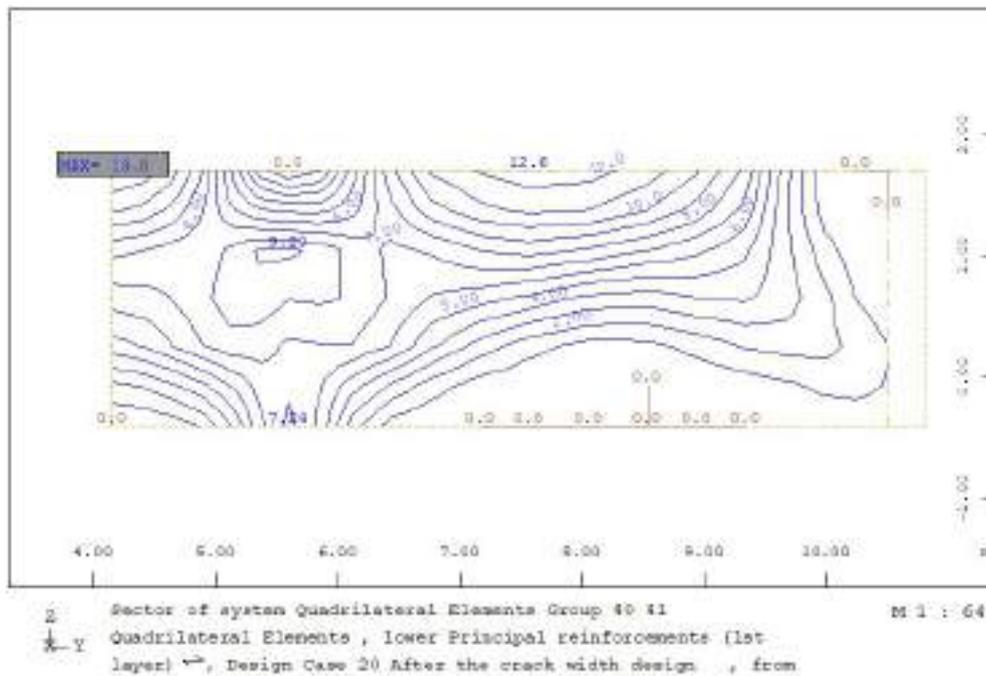


Figure 4-130: – Armatura inferiore direzione longitudinale lato monte

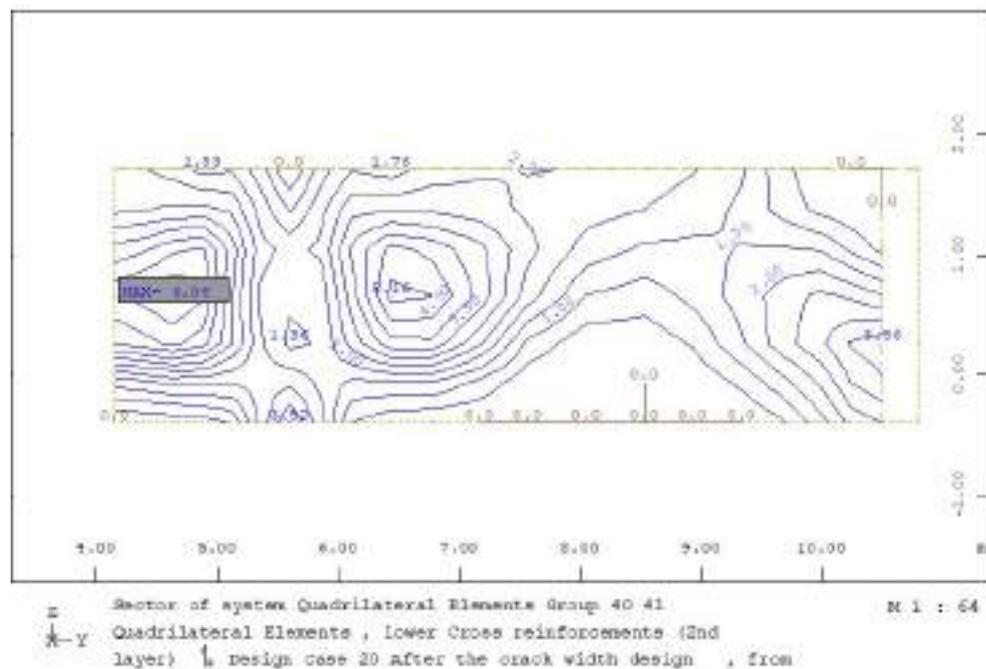


Figure 4-131: – Armatura inferiore direzione verticale lato monte

Alla verifica non risulta necessaria alcuna armatura a taglio.

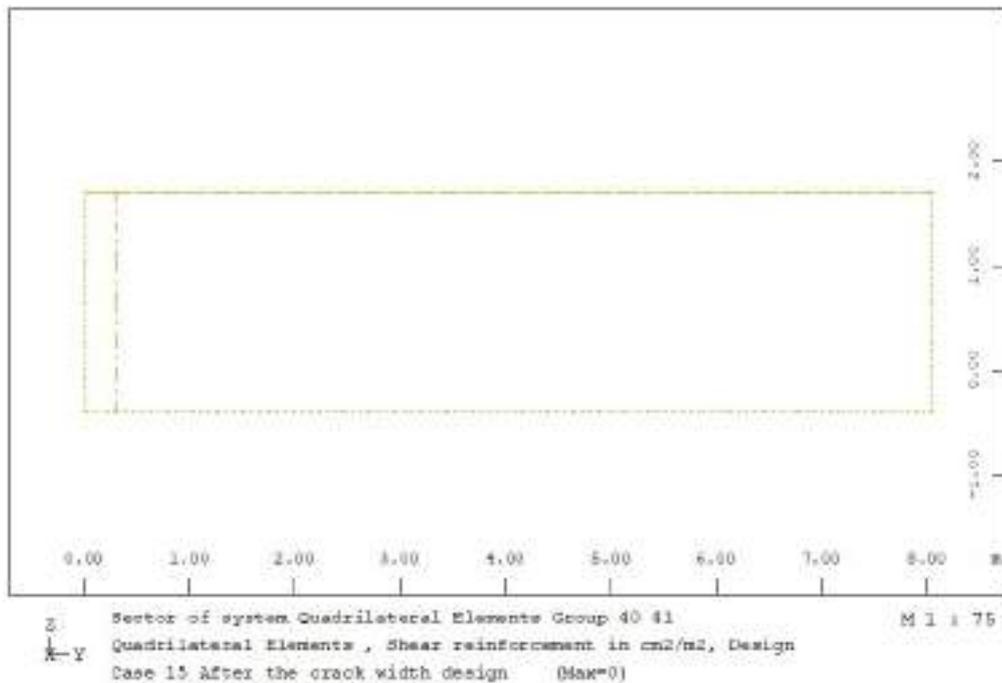


Figure 4-132: – Armatura a taglio

Verifiche agli SLE

Si riportano le verifiche a fessurazione e degli stati tensionali per le varie combinazioni agli SLE.

L’armatura calcolata agli SLU/SLV è stata aumentata dal software per soddisfare le verifiche a fessurazione.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	w _k [mm]	
1	EN-1992	0.20	Calculation of crack-width acc. EN 1992 7.3.4
Reinforcement has been increased by SLS design -> WINGRAF: Decisive design check✓			
w _k Required crack width: ->para - values from design parameter definition			
194 elements/nodes were designed with direct calculation of crack width EN 1992-1-1 7.3.4			

Il software riporta le zone dove ha aumentato l’armatura, per avere delle fessure massime w_k=0.20mm

Serviceability load results according to EN 1992-1-1

ELEM No	LC No	x [m]	wk [mm]	as1	as2	as3	d1 [mm]	d2 [mm]	d3 [mm]	wk+ [mm]	as1+	as2+	as3+
400060	1301 L		0.70	6.72	1.34		10	10		0.20	14.52	2.90	
400108	U		0.79	3.94	1.02		10	10		0.20	10.53	4.02	
	1303 U		0.79	3.94	1.02		10	10		0.20	10.53	4.02	
400109	1301 U		0.49	2.43	2.39		10	10		0.20	5.94	4.77	
	1302 U		0.65	2.43	2.39		10	10		0.20	5.53	7.72	
400115	1301 U		0.54	2.90	3.08		10	10		0.20	7.89	7.09	
	1302 U		0.61	2.90	3.08		10	10		0.20	6.80	9.37	
	1308 U		0.61	2.90	3.08		10	10		0.20	6.80	9.41	
400121	1301 U		0.55	3.17	3.72		10	10		0.20	7.09	9.16	
	1302 U		0.59	3.17	3.72		10	10		0.20	7.22	10.94	
400127	1301 U		0.55	3.33	4.40		10	10		0.20	7.74	11.48	
	1302 U		0.58	3.33	4.40		10	10		0.20	7.53	12.59	

x: height of compression zone
 wk: crack width before increase of reinforcement
 as1: reinforcement 1. layer before increase of reinforcement
 as2: reinforcement 2. layer before increase of reinforcement
 as3: reinforcement 3. layer before increase of reinforcement
 d1: reinforcement diameter layer 1-3
 wk+: crack width after increase of reinforcement
 as1+: reinforcement after increase of reinforcement layer 1-3
 Calculation of crack width according to EN 1992-1-1 7.3.4 (first element):
 k1= 0.40 k2= 0.80 k3= 0.50 k4= variable k4= 0.43
 Elements with maximum values are printed

Per le verifiche tensionali per la combinazione SLE Rara il software non ha aumentato armatura

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.60	0.80

Reinforcement was not increased by SLS design in this run ✓

sigS: Stress range for reinforcement in [MPa]
 sigT: Stress range for link reinforcement in [MPa]
 CHKC: Control of the concrete compressive stress: factor on fck or [MPa]
 CHKR: Control of the steel stress: factor on fyk or [MPa]

Si riportano i valori di tensione per la soletta di fondazione.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass [MPa]	concre sig-max [MPa]	steel-l sig-max [MPa]	steel-s sig-max
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	asl [MPa]	asl2 [MPa]	asl3 [MPa]				
E 400002	157.37	4.91	-	23.49	9.37	-	-	-2.06	229.64	-
E 400006	20.83	7.95	-	-	-	-	-	-3.93	166.65	-
E 400007	196.46	13.91	-	46.43	6.40	-	-	-1.68	222.34	-
E 400017	16.28	11.29	-	10.40	8.81	-	-	-1.46	148.59	-
E 400044	-	-	-	161.79	88.04	-	-	-3.61	162.24	-
E 400097	48.73	49.22	-	-	-	-	-	-3.03	129.75	-
E 400150	44.10	19.19	-	218.70	28.89	-	-	-2.36	225.68	-
E 400185	178.22	88.05	-	-	-	-	-	-1.48	181.69	-
E 400202	30.40	19.27	-	29.16	9.40	-	-	-1.45	159.58	-
Maximum	196.46	88.05	-	218.70	88.04	-	-	-3.93	229.64	-
stress range on top longitudinal reinforcement links stress range in shear reinforcements concre maximum concrete compression (# greater that allowed) steel-l maximum stress in longitudinal reinforcement steel-s maximum stress in the shear reinforcement Elements with maximum values are printed										

La verifica tensionale per la combinazione SLE quasi permanente risulta soddisfatta senza che venga aumentata ulteriormente l’armatura.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.45	-
Reinforcement was not increased by SLS design in this run✓					
sigS Stress range for reinforcement in [MPa]					
sigT Stress range for link reinforcement in [MPa]					
CHKC Control of the concrete compressive stress:factor on fck or [MPa]					
CHKR Control of the steel stress: factor on fyk or [MPa]					

Si riportano i valori in forma tabellare.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass	concre sig-max	steel-1 sig-max	steel-s sig-max
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	asl [MPa]	asl2 [MPa]	asl3 [MPa]				
E 400006	8.57	3.29	-	-	-	-	-	-3.69	159.54	-
E 400017	11.80	5.39	-	1.84	0.54	-	-	-1.38	140.07	-
E 400044	-	-	-	112.12	60.98	-	-	-3.08	112.57	-
E 400091	118.33	78.48	-	-	-	-	-	-2.97	127.59	-
E 400138	153.86	8.34	-	27.21	19.31	-	-	-2.32	202.78	-
E 400150	32.16	15.06	-	165.36	22.97	-	-	-2.25	172.33	-
E 400185	177.41	87.67	-	-	-	-	-	-1.42	181.69	-
E 400200	33.61	13.02	-	74.20	22.04	-	-	-1.34	197.56	-
Maximum	177.41	87.67	-	165.36	60.98	-	-	-3.69	202.78	-
stress range	on top longitudinal reinforcement									
links	stress range in shear reinforcements									
concre	maximum concrete compression (# greater that allowed)									
steel-1	maximum stress in longitudinal reinforcement									
steel-s	maximum stress in the shear reinforcement									
	Elements with maximum values are printed									

Soletta spessore 30 cm quota piano campagna

Soletta P.C. – involuppo SLU/SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per la soletta a P.C.

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

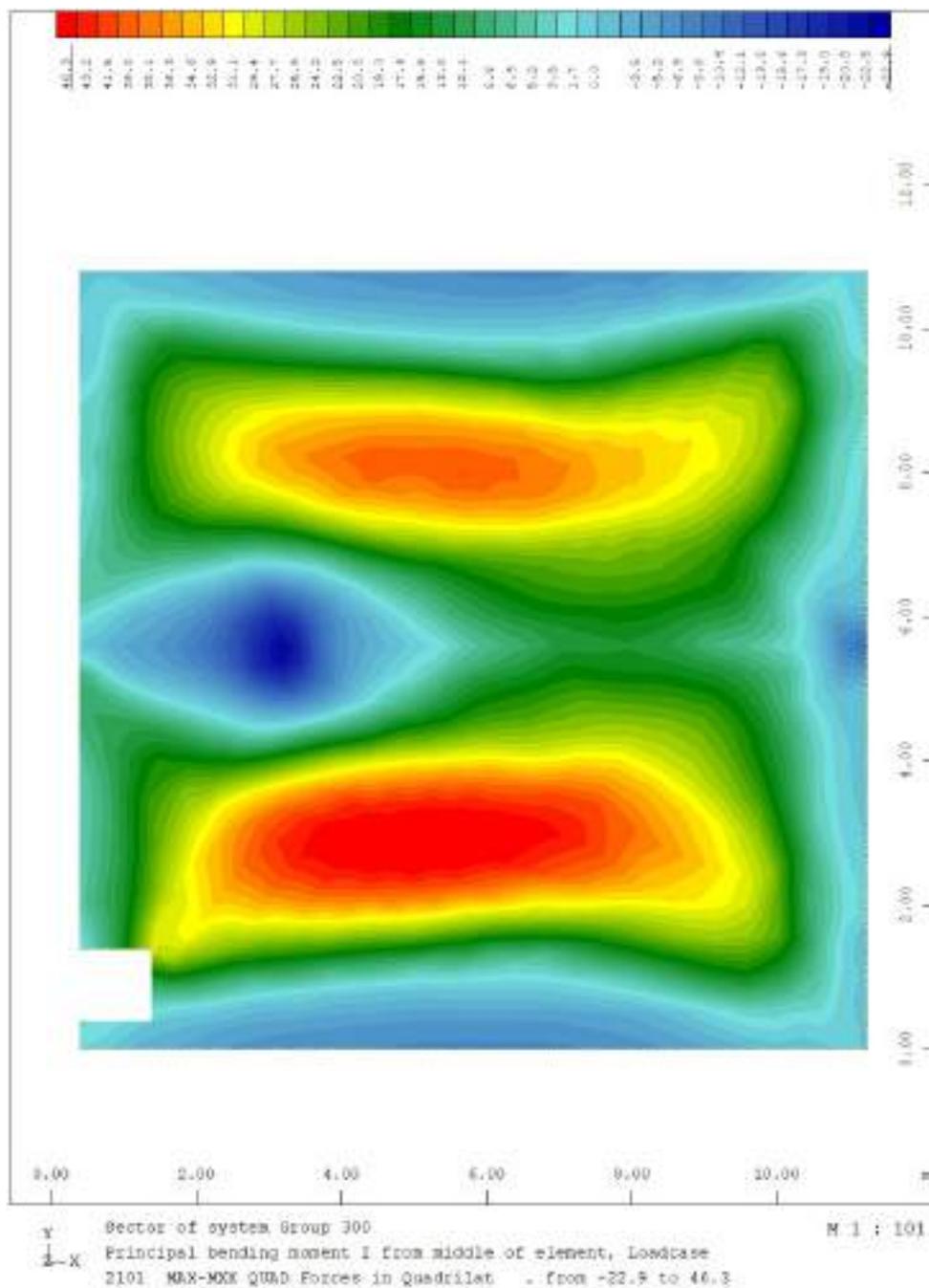


Figure 4-133: – Mxx,max

Involuppo momento flettente SLU-SLV orizzontale Mxx (valori minimi)

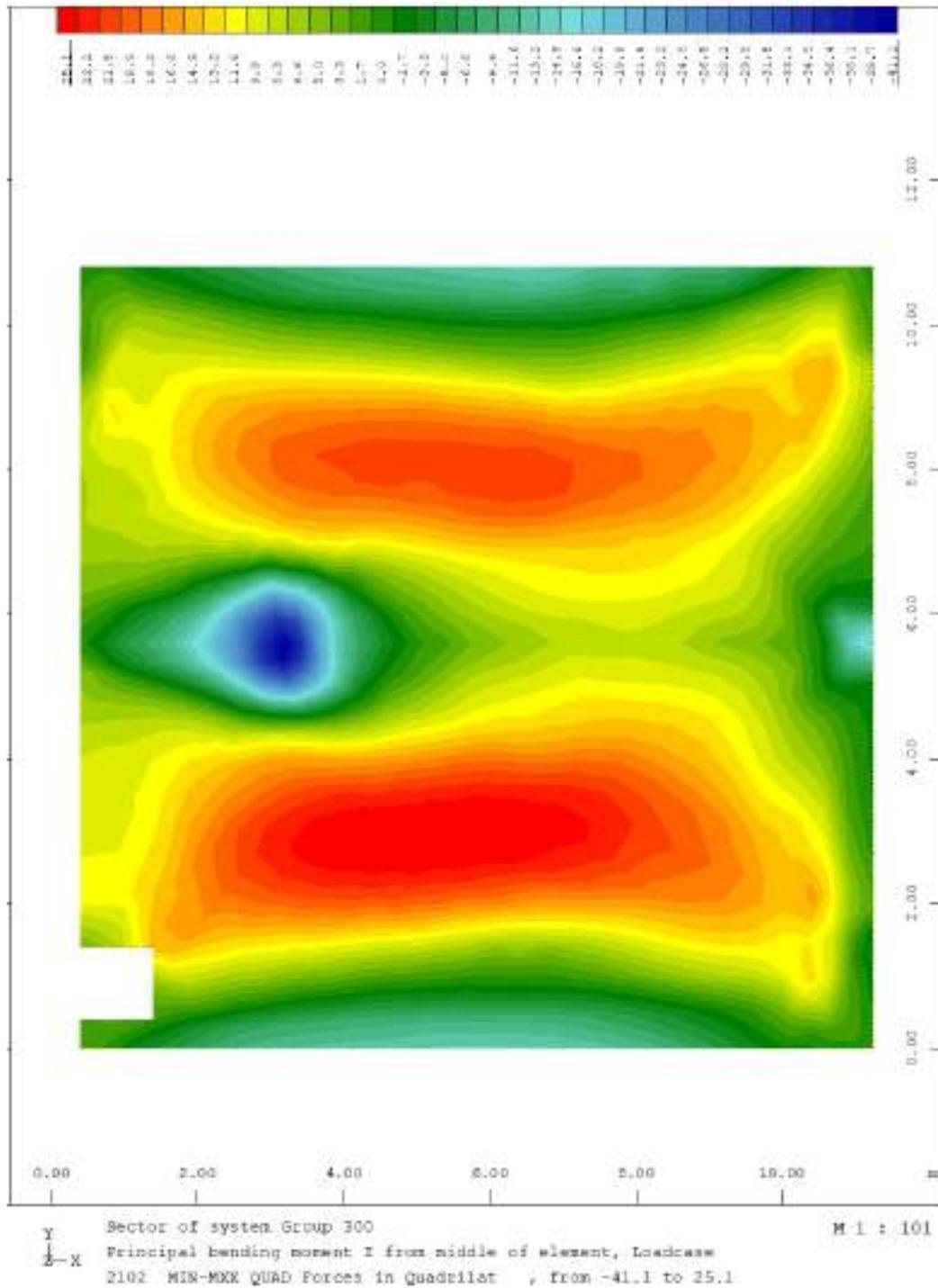


Figure 4-134: - Mxx,min

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

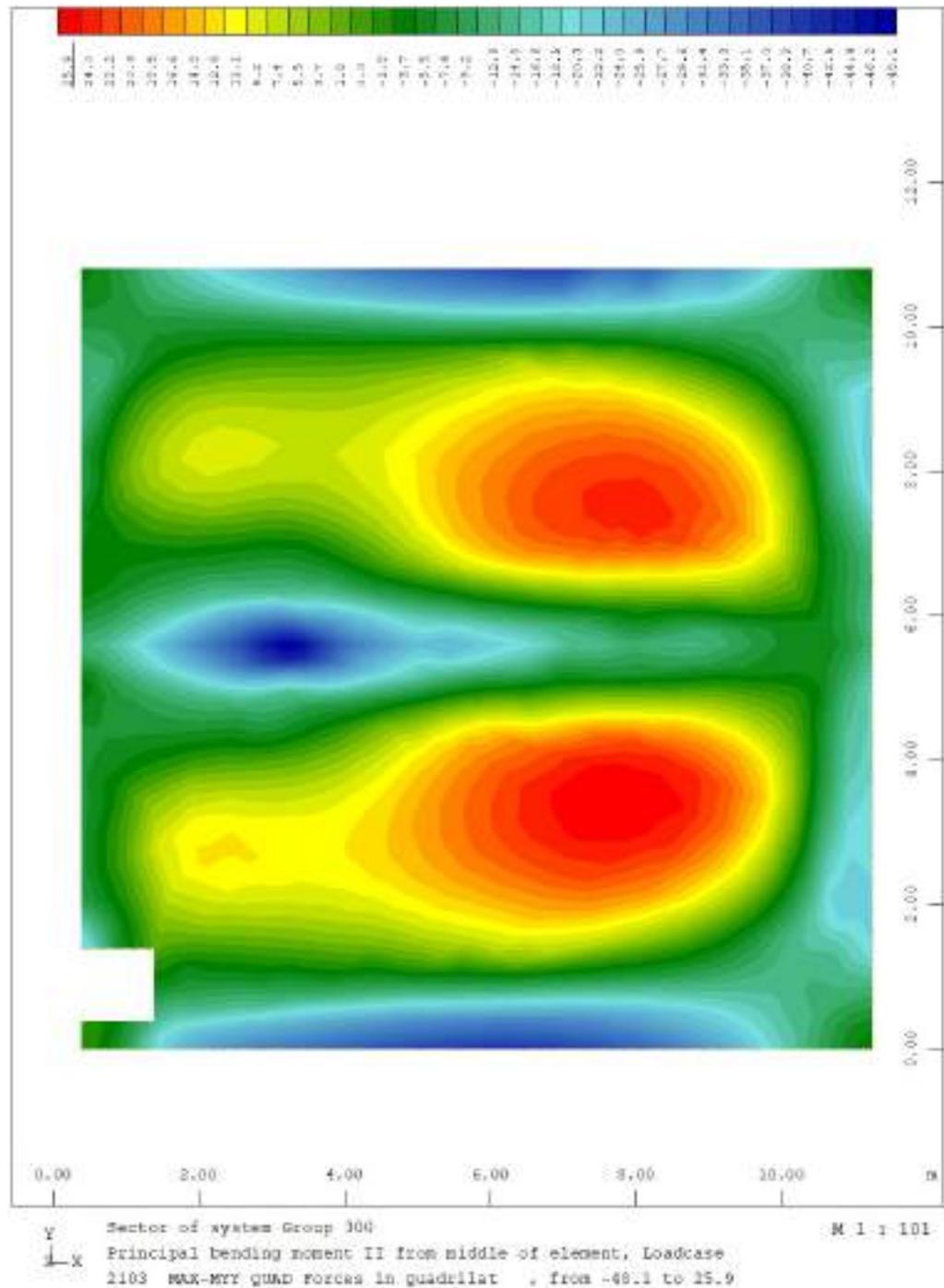


Figure 4-135: – Myy,max

Involuppo momento flettente SLU-SLV verticale Myy (valori minimi)

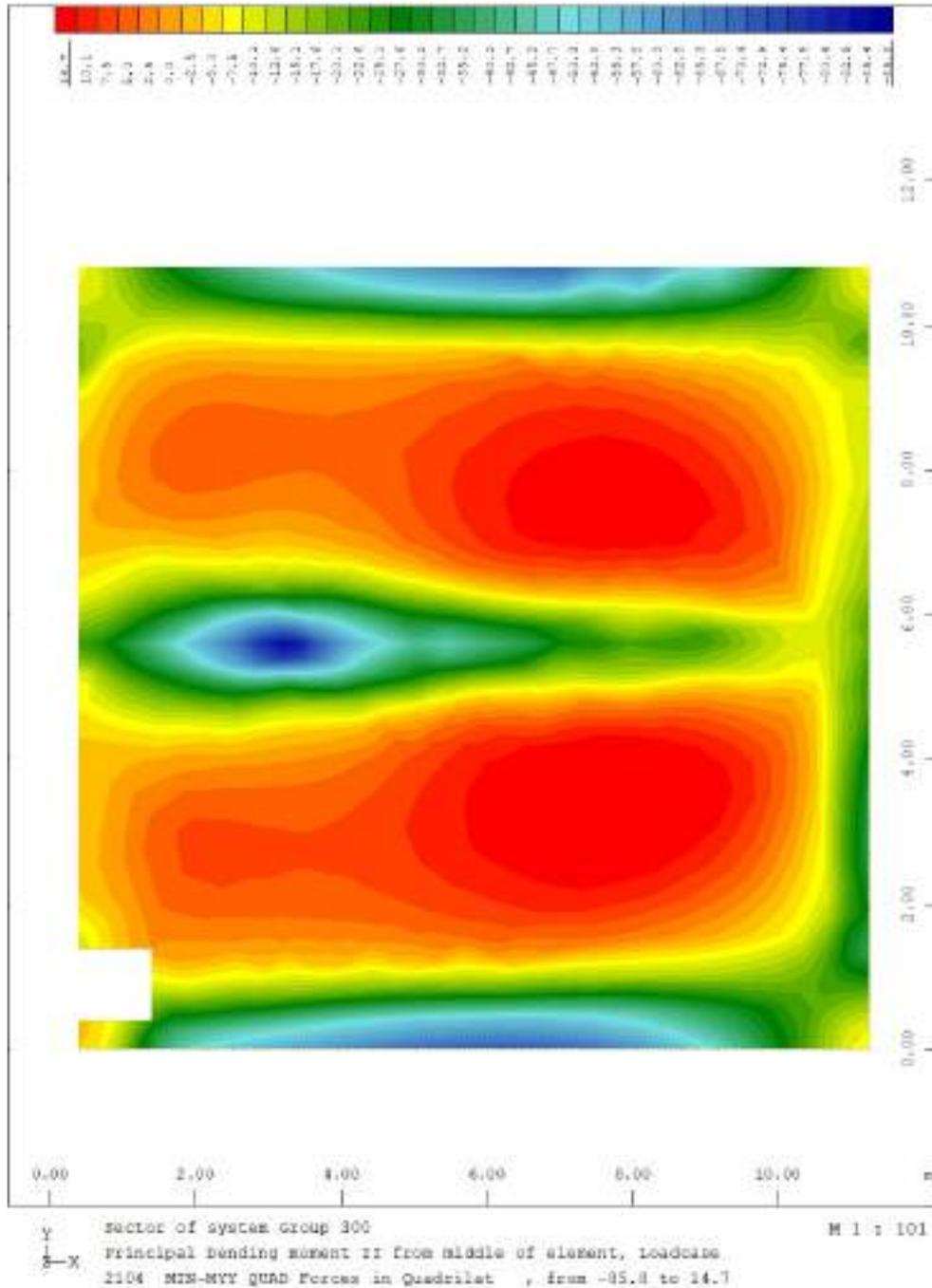


Figure 4-136: – Myy,min

Inviluppo del taglio SLU-SLV Vy (valori massimi)

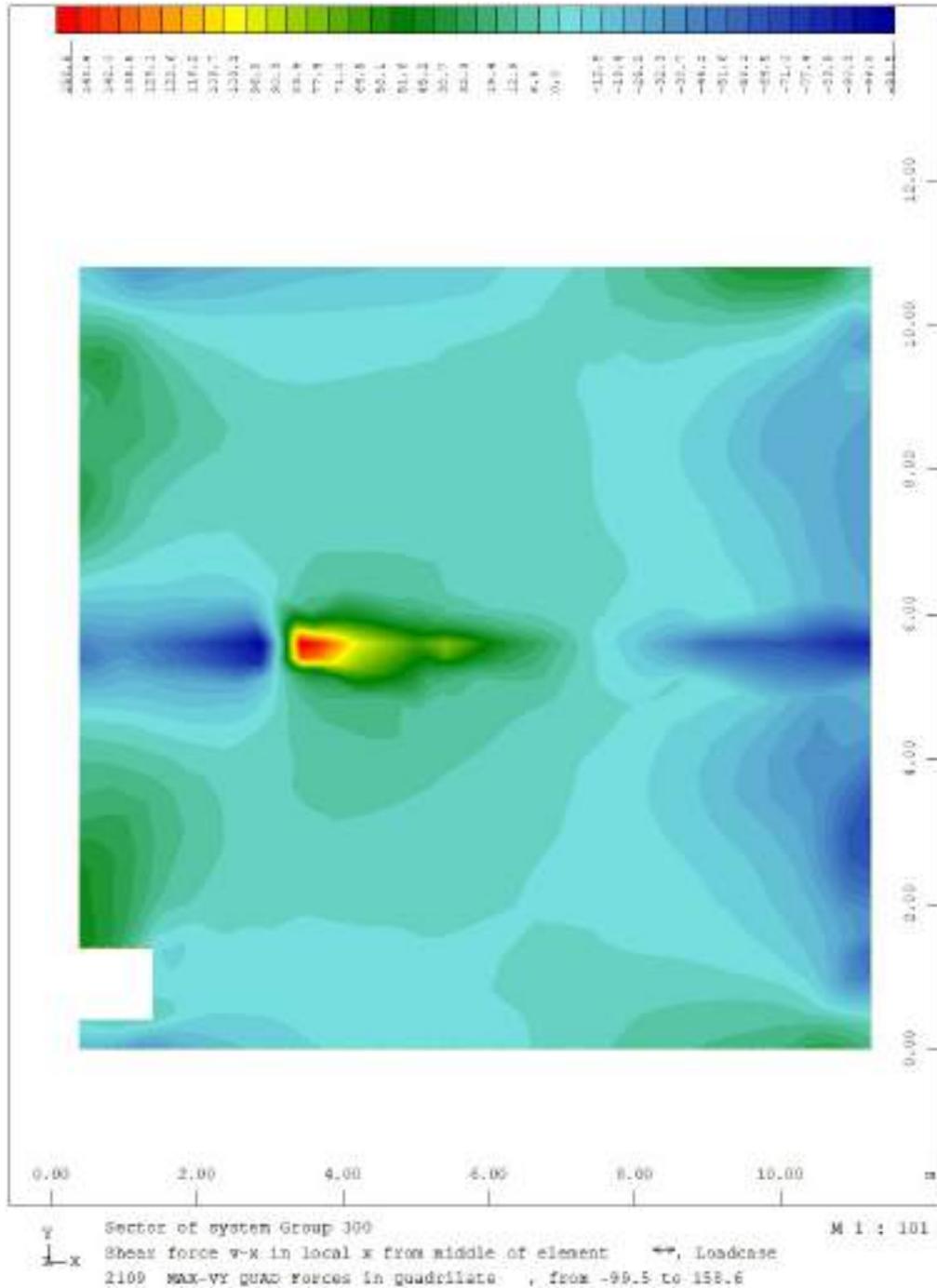


Figure 4-137: – Vy taglio verticale

Soletta P.C. – SLE – Quasi permanente

Inviluppo momento flettente SLE Quasi permanente Mxx (valori massimi)

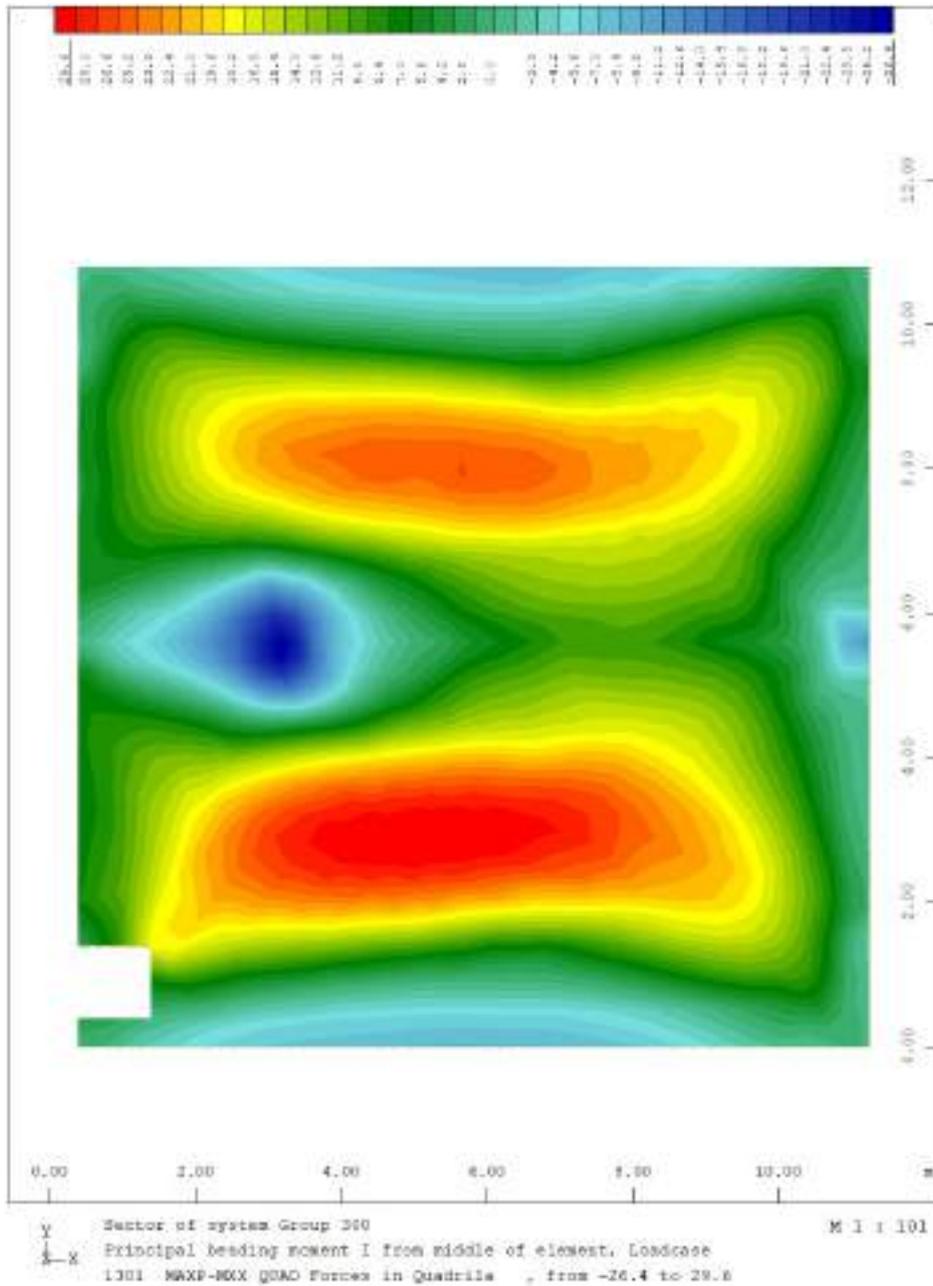


Figure 4-138: – $M_{xx,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Quasi permanente Mxx (valori minimi)

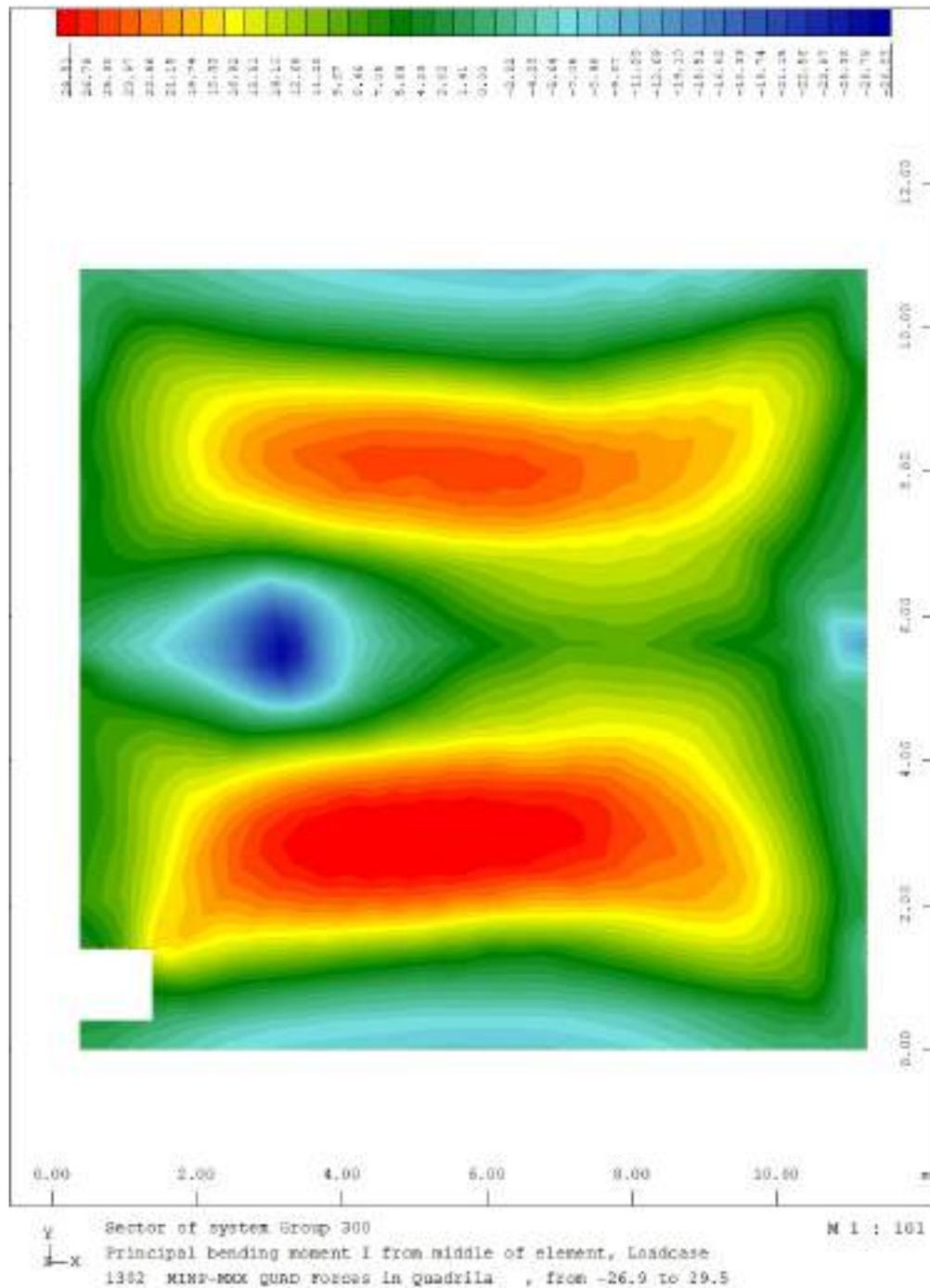


Figure 4-139: – Mxx,min

Involuppo momento flettente SLE Quasi permanente Myy (valori massimi)

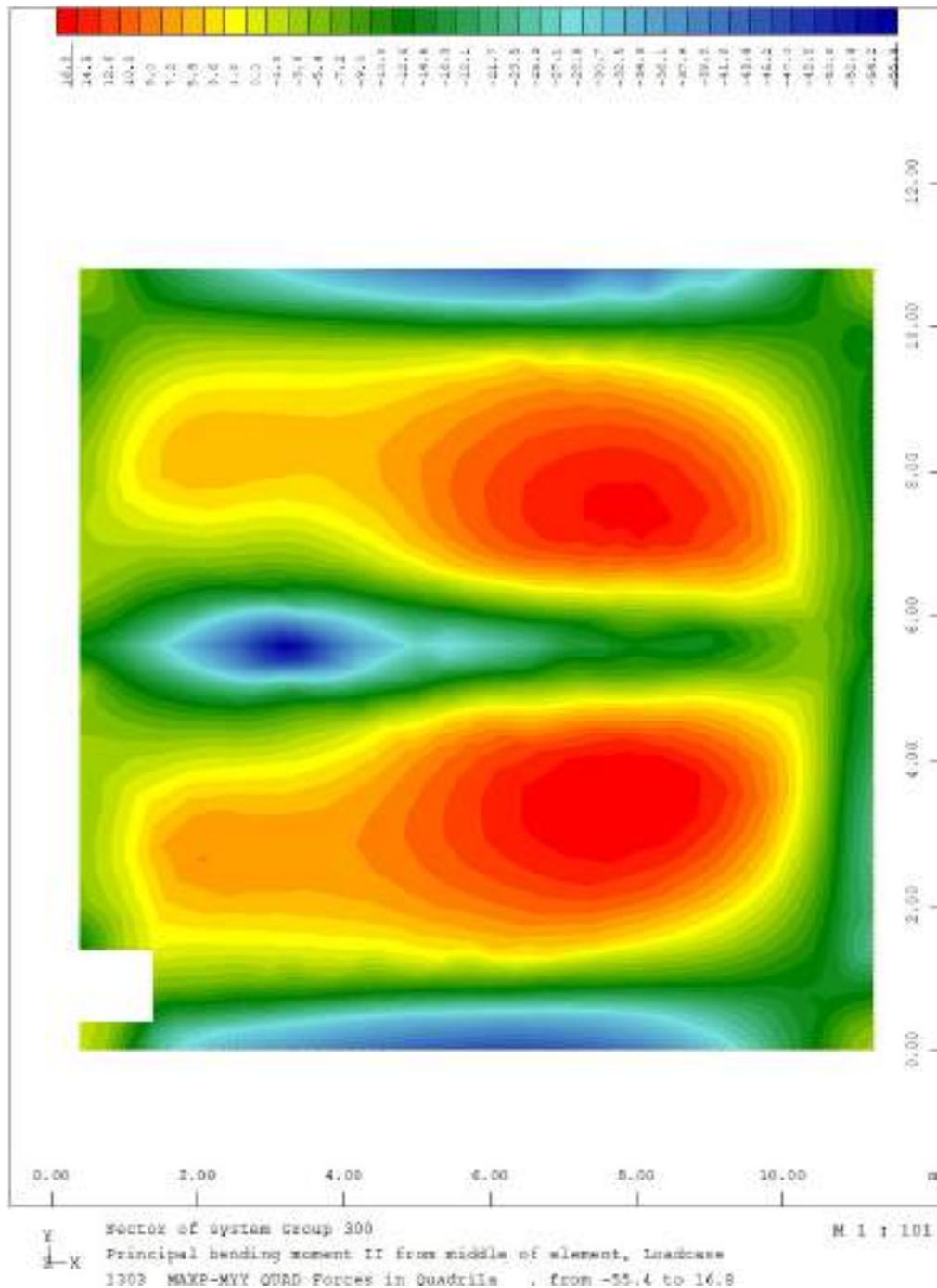


Figure 4-140: - Myy,max

Inviluppo momento flettente SLE Quasi permanente Myy (valori minimi)

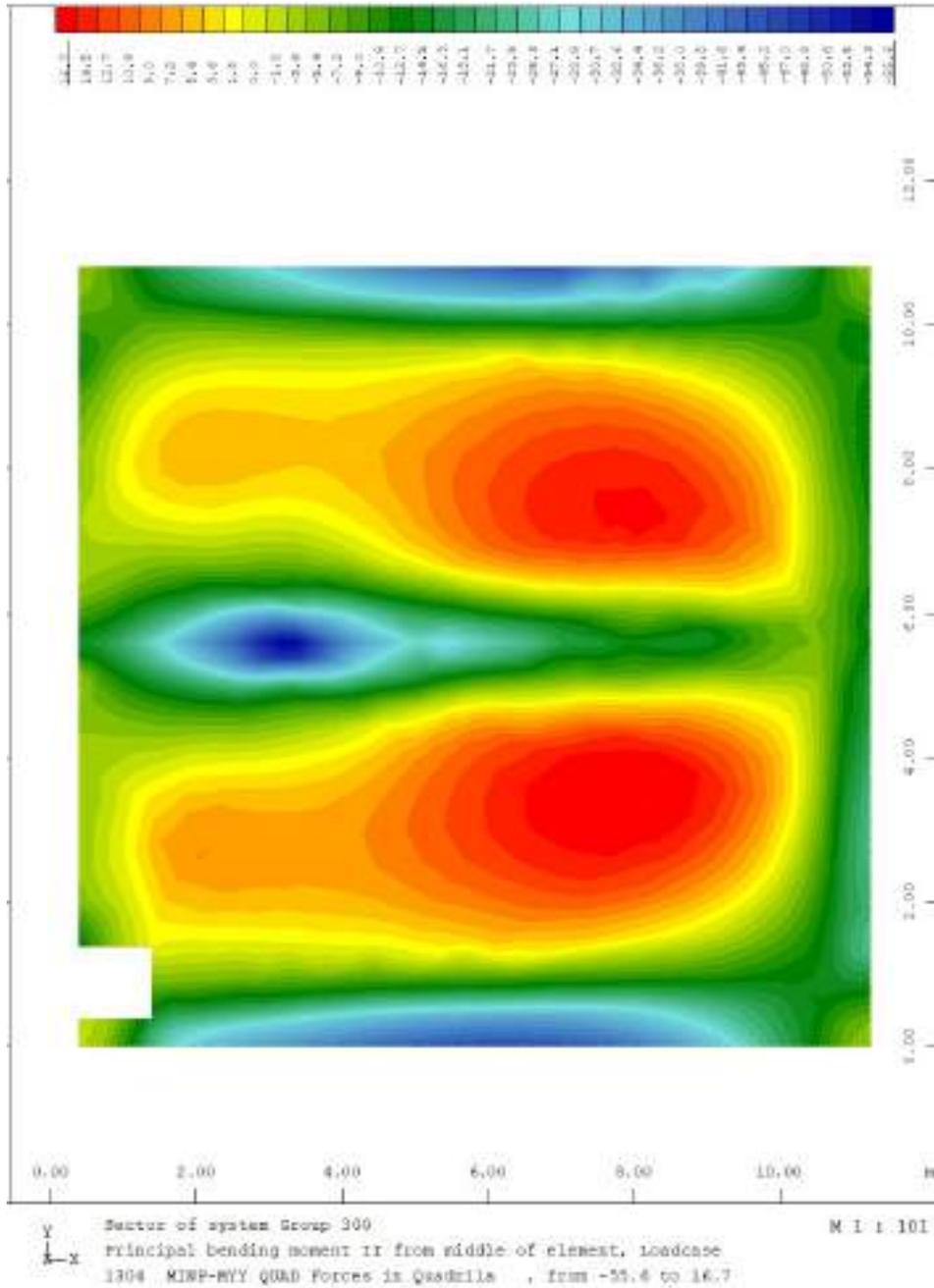


Figure 4-141: - Mxx,min

Soletta P.C. - SLE – frequente

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori massimi)

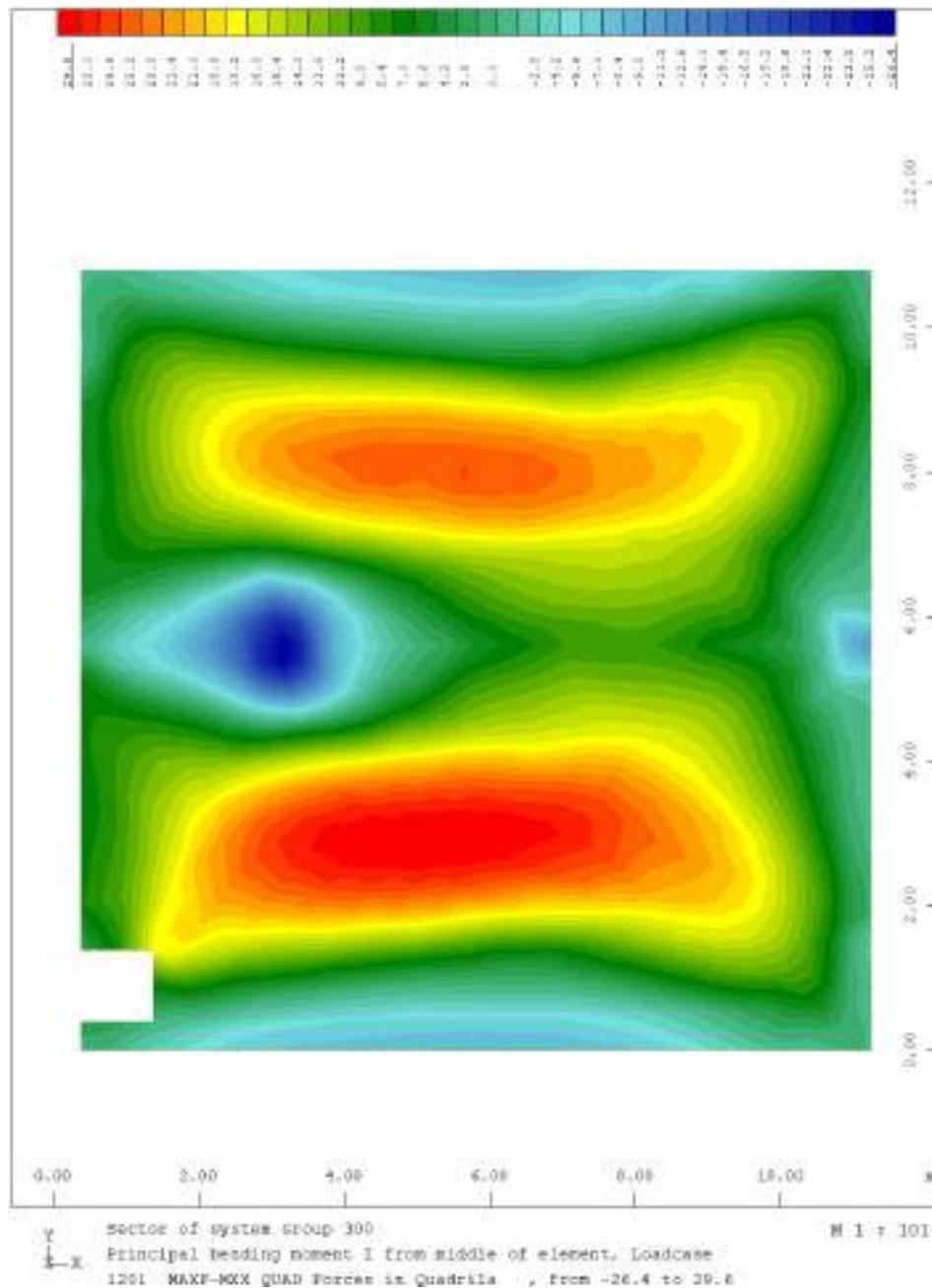


Figure 4-142: - Mxx,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente Mxx (valori minimi)

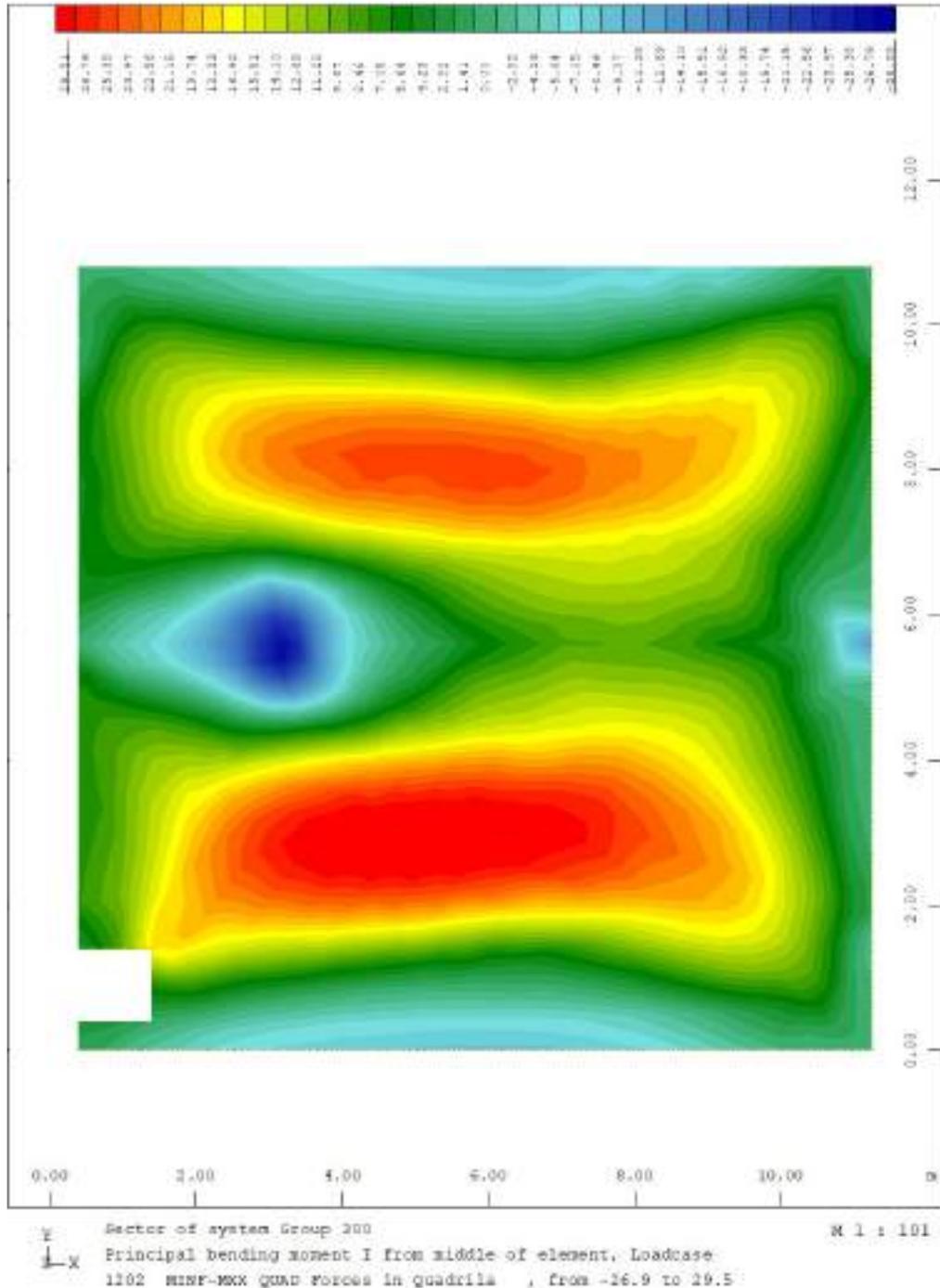


Figure 4-143: – Mxx,min

Involuppo momento flettente SLE Frequente Myy (valori massimi)

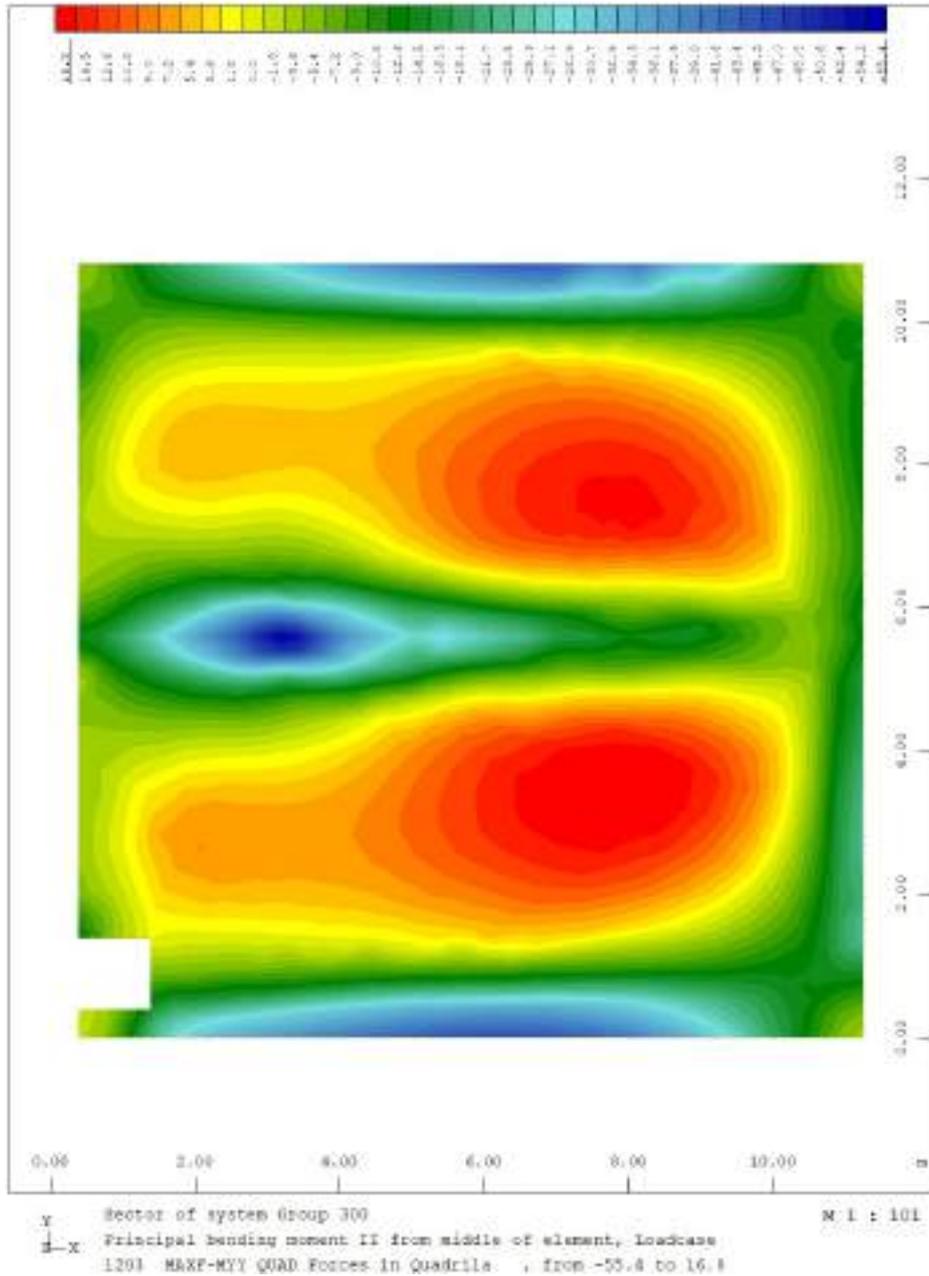


Figure 4-144: - Myy,max

Involuppo momento flettente SLE Frequente M_{yy} (valori minimi)

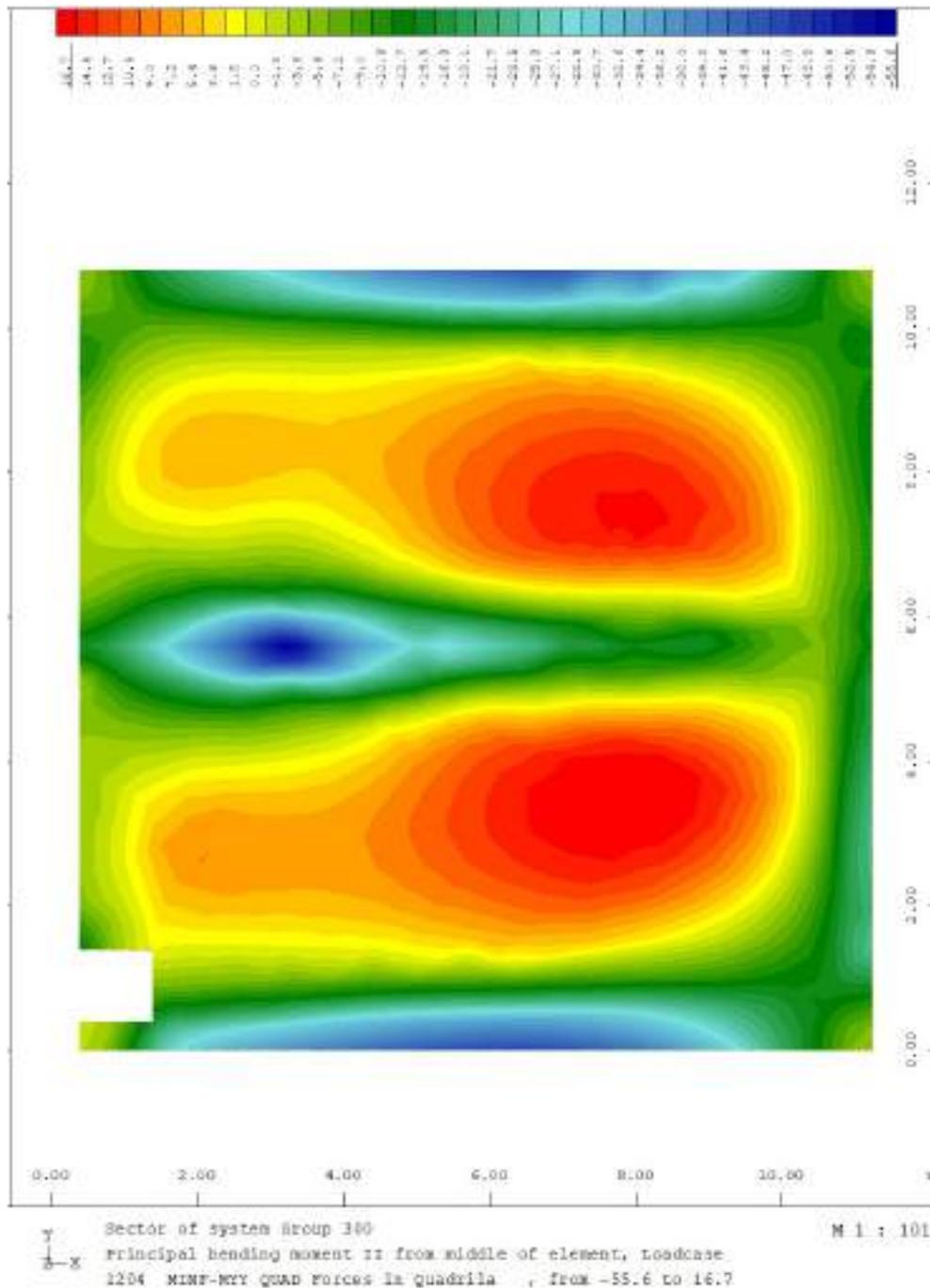


Figure 4-145: – $M_{yy,min}$

Fondazione - SLE – Rara

Inviluppo momento flettente SLE Rara Mxx (valori massimi)

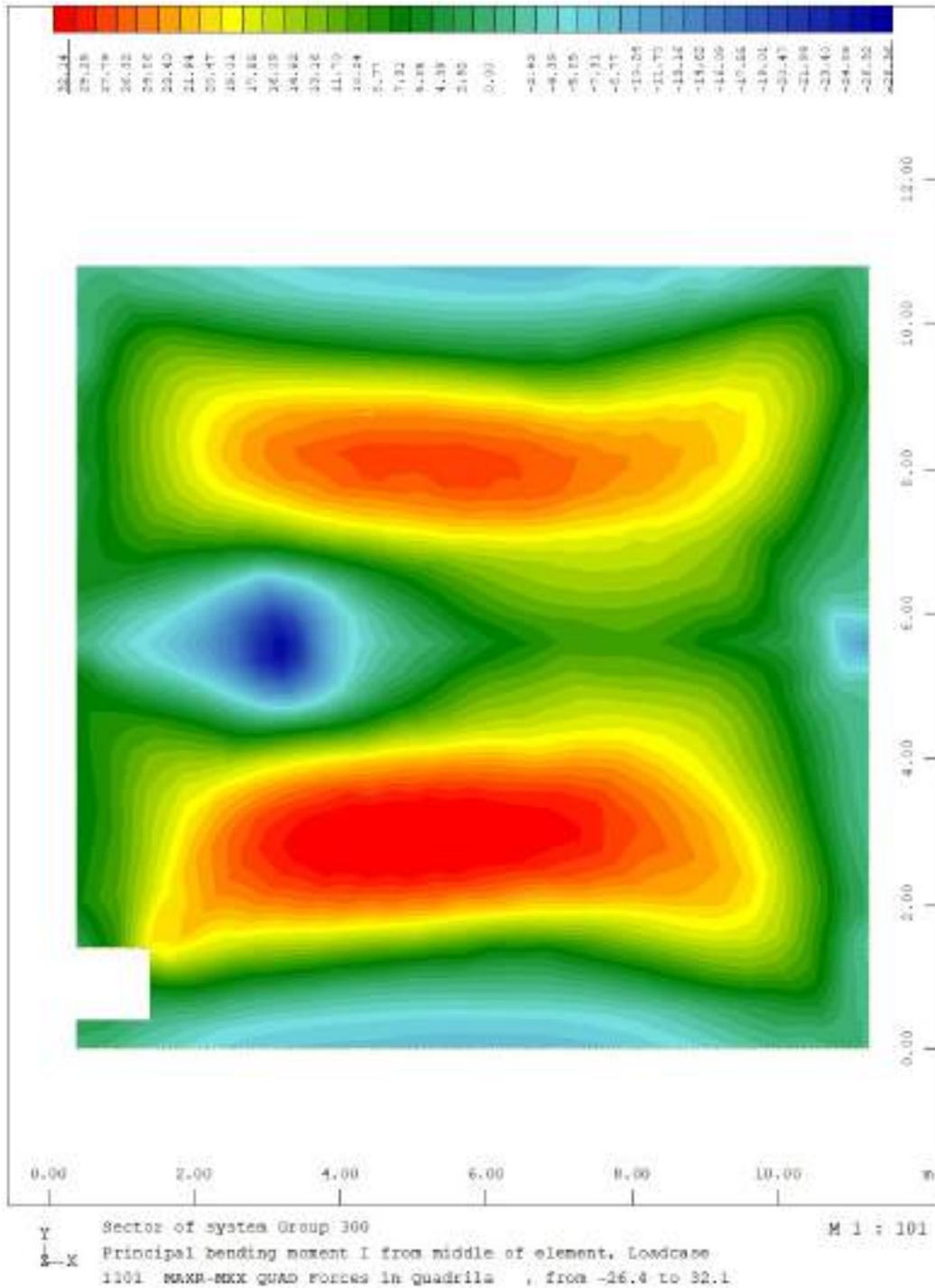


Figure 4-146: – Mxx,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara Mxx (valori minimi)

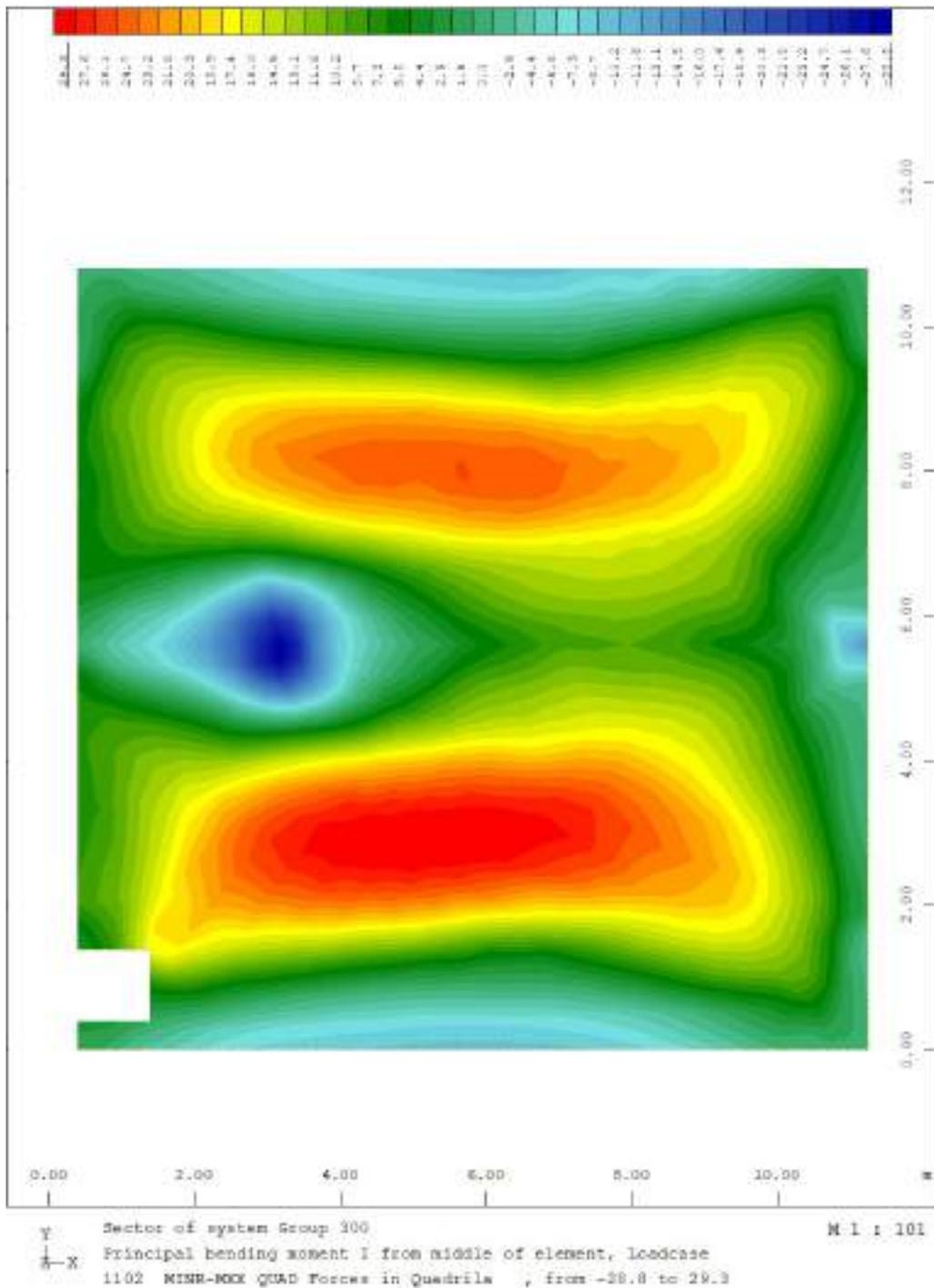


Figure 4-147: - Mxx,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara Myy (valori massimi)

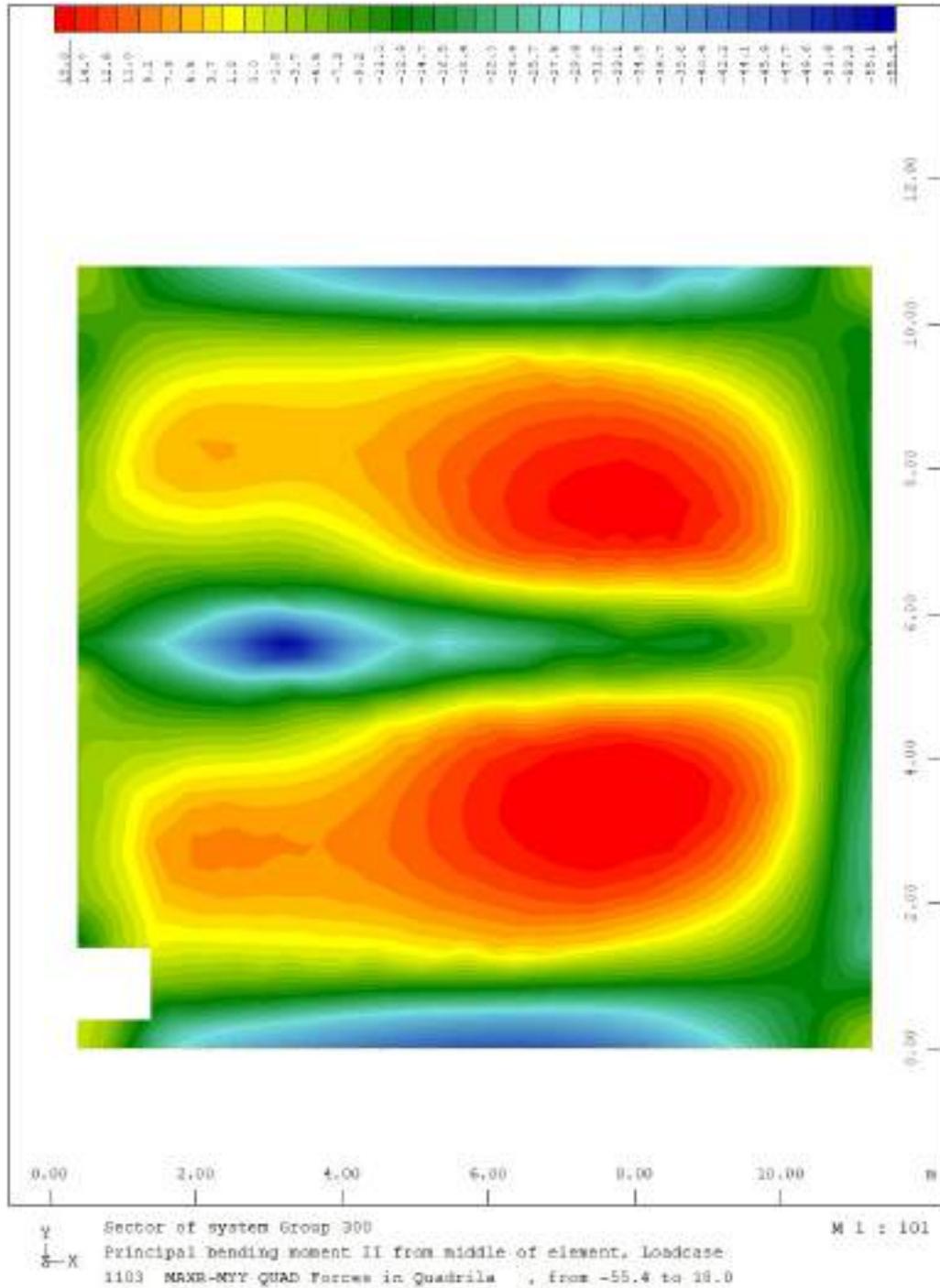


Figure 4-148: - Myy,max

Involuppo momento flettente SLE Rara Myy (valori minimi)

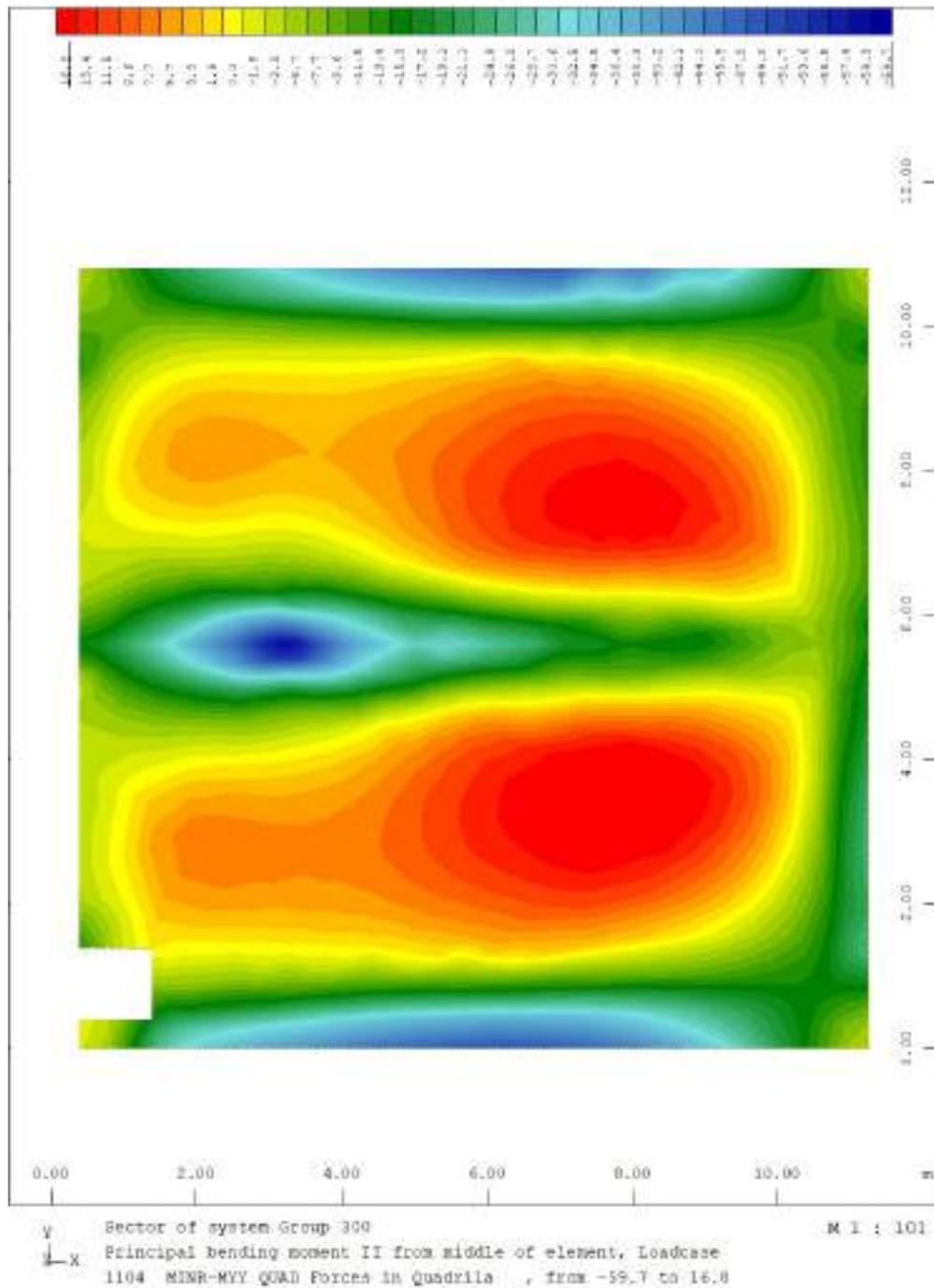


Figure 4-149: – Myy,min

Verifiche Soletta P.C.

Avendo impostato i limiti di fessurazione e lo stato tensionale nel cls e nell'acciaio richiesto alle varie combinazioni, il software calcola in modo automatizzato il minimo quantitativo di armatura previsto per soddisfare le verifiche di resistenza e di esercizio.

Si riportano per la fondazione il quantitativo di armatura necessaria per entrambe le direzioni x e y.

Armatura calcolata:

- L'armatura massima a lembo superiore richiesta in direzione x è di 19.9 cm²/m. L'armatura commerciale equivalente è **Φ16/100** = 20.11 cm²/m;
- L'armatura massima a lembo superiore richiesta in direzione y è di 14.3 cm²/m. L'armatura commerciale equivalente è **Φ16/75** = 26.14 cm²/m;
- L'armatura massima a lembo inferiore richiesta in direzione x è di 6.42 cm²/m. L'armatura commerciale equivalente è **Φ16/200** = 10.05 cm²/m;
- L'armatura massima a lembo inferiore richiesta in direzione y è di 19.2 cm²/m. L'armatura commerciale equivalente è **Φ16/100** = 20.11 cm²/m;
- Non è necessaria armatura a taglio, tuttavia si prevedono costruttivamente spilli **Φ6/200x200**.

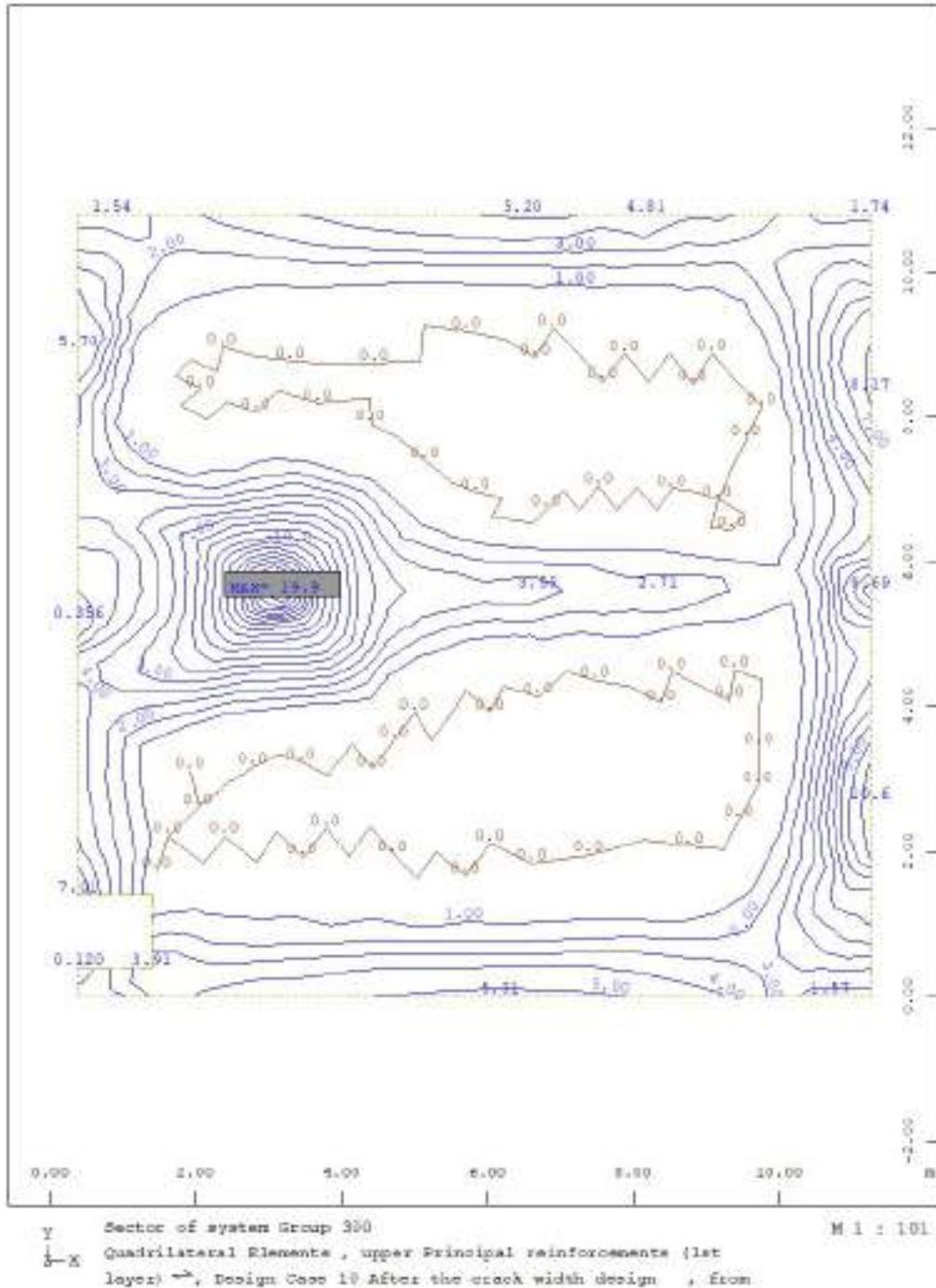


Figure 4-150: – Armatura superiore direzione x

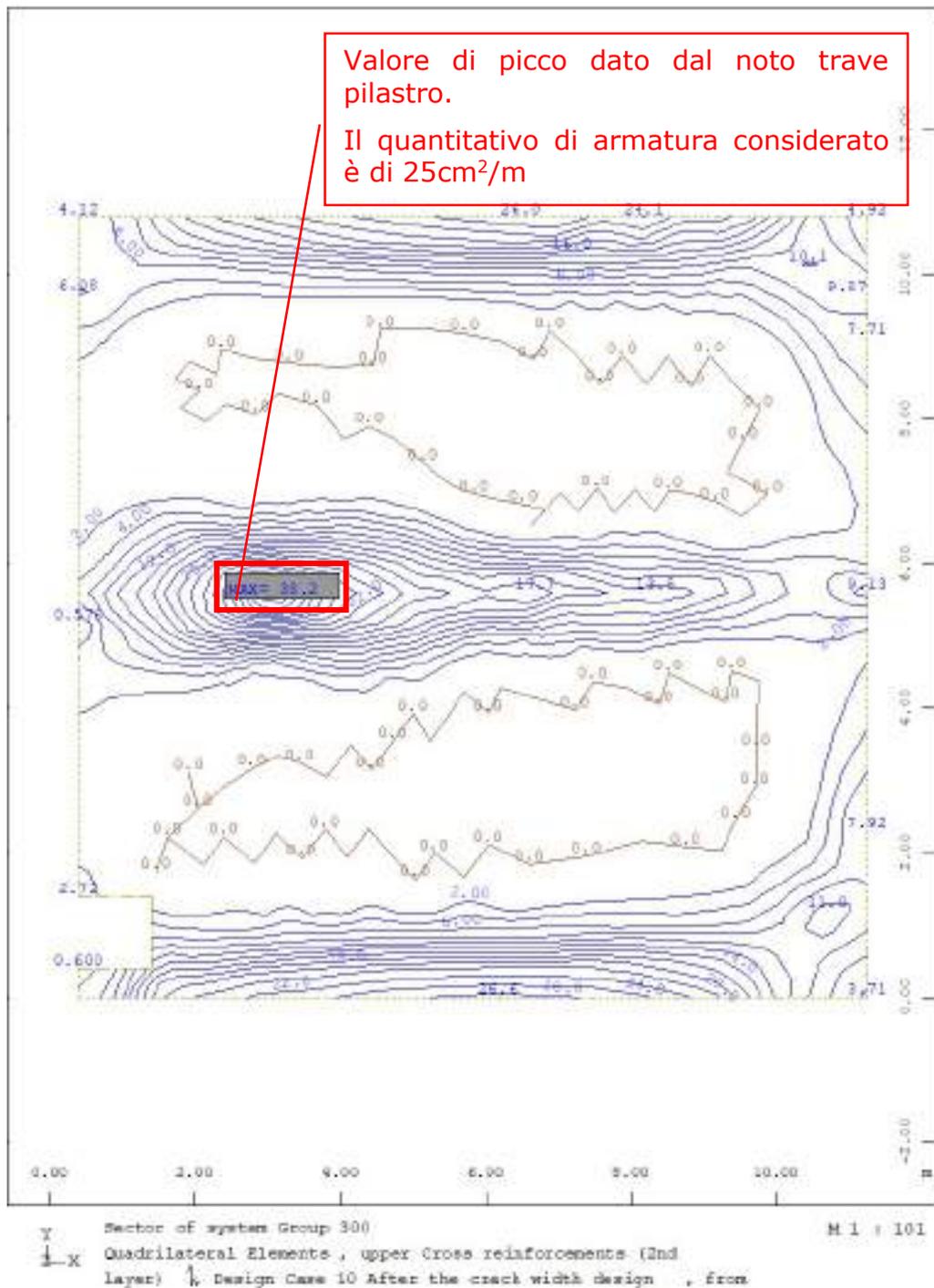


Figure 4-151: – Armatura superiore direzione y

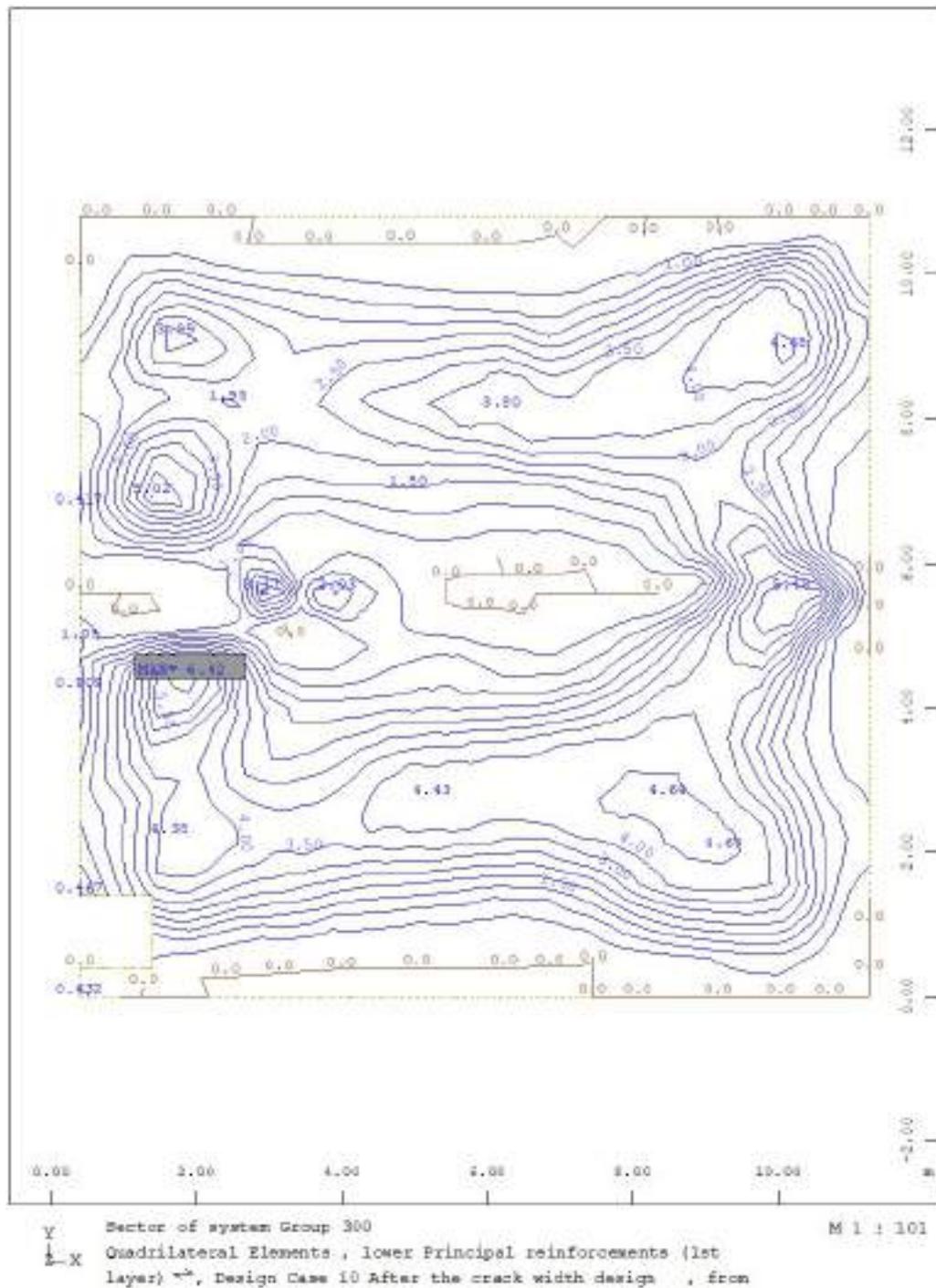


Figure 4-152: – Armatura inferiore direzione x

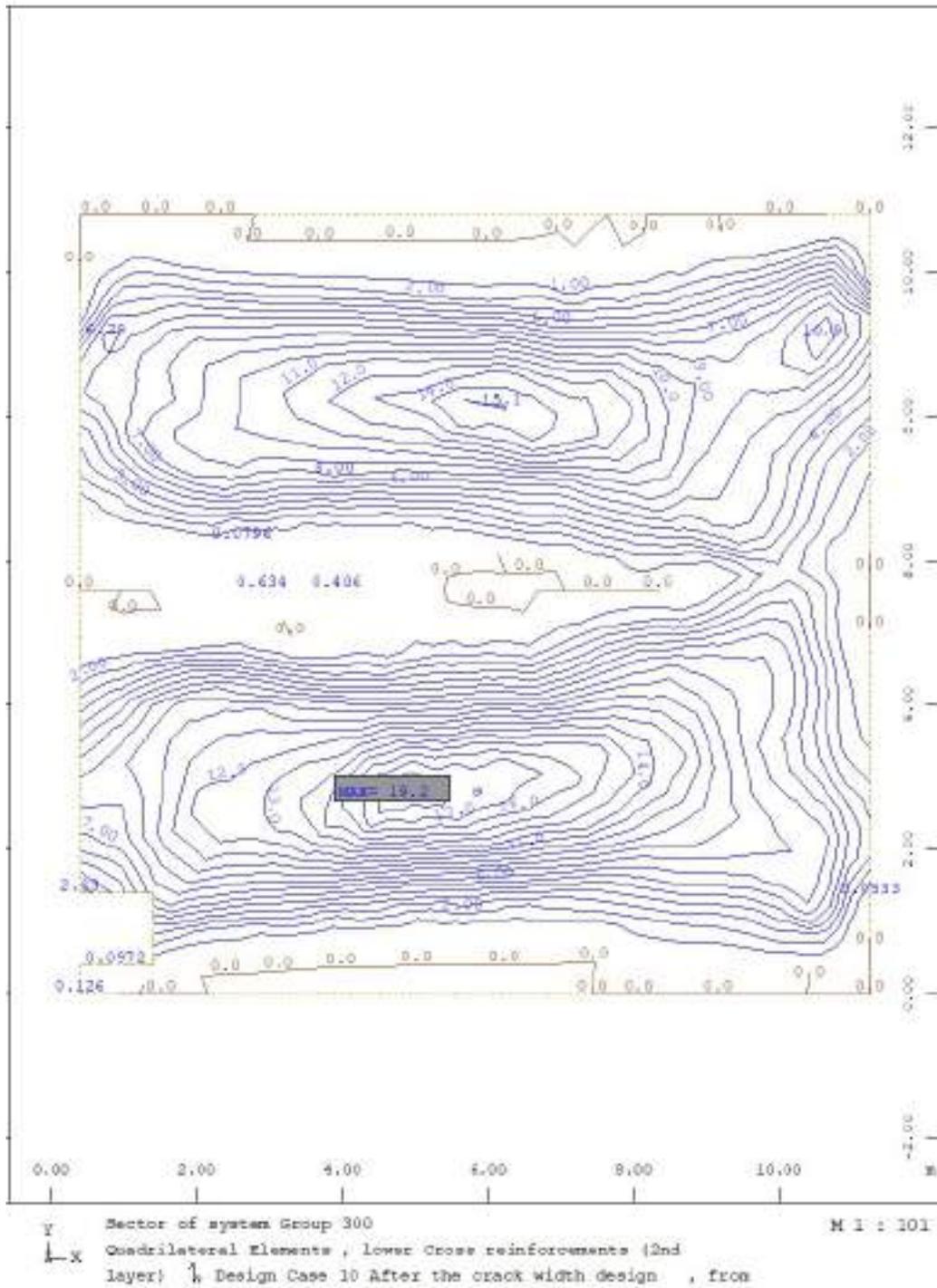


Figure 4-153: – Armatura inferiore direzione y

Alla verifica non risulta necessaria alcuna armatura a taglio e punzonamento.

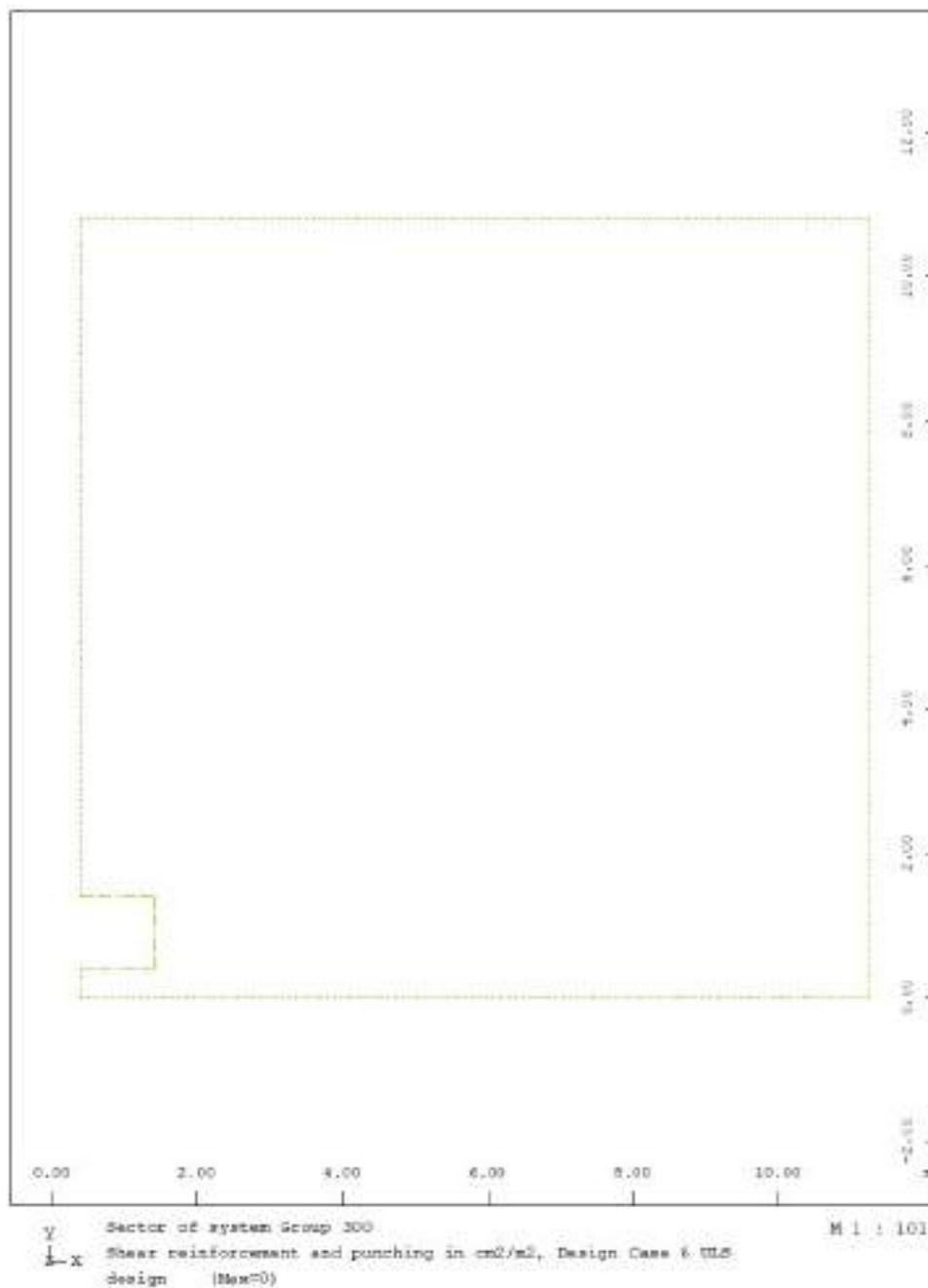


Figure 4-154: – Armatura a taglio e punzonamento

Verifiche agli SLE

Si riportano le verifiche a fessurazione e degli stati tensionali per le varie combinazioni agli SLE.

L’armatura calcolata agli SLU/SLV è stata aumentata dal software per soddisfare le verifiche a fessurazione.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	wk [mm]	
1	EN-1992	0.20	Calculation of crack-width acc. EN 1992 7.3.4
Reinforcement has been increased by SLS design -> WINGRAF: Decisive design check✓			
wk Required crack width: ->para = values from design parameter definition			
744 elements/nodes were designed with direct calculation of crack width EN 1992-1-1 7.3.4			

Il software riporta le zone dove ha aumentato l’armatura, per avere delle fessure massime $w_k=0.20\text{mm}$

Serviceability load results according to EN 1992-1-1

ELEM No	LC No	x [m]	wk [mm]	as1	as2	as3	d1 [mm]	d2 [mm]	d3 [mm]	wk+ [mm]	as1+	as2+	as3+
*****	1302 L		0.59	2.31	3.19		10	10		0.20	7.09	8.53	
*****	1301 U		0.55	1.63	8.13		10	10		0.20	4.30	21.50	
	1302 U		0.55	1.63	8.13		10	10		0.20	4.34	21.72	
*****	1301 U		0.54	1.81	9.07		10	10		0.20	4.70	23.51	
	1302 U		0.55	1.81	9.07		10	10		0.20	4.80	23.98	
*****	1301 U		0.52	5.12	2.97		10	10		0.20	9.47	7.60	
	1302 U		0.55	5.12	2.97		10	10		0.20	9.48	8.09	
	1305 U		0.52	5.12	2.97		10	10		0.20	9.57	7.52	
*****	1301 U		0.54	2.08	10.4		10	10		0.20	5.24	26.20	
	1302 U		0.54	2.08	10.4		10	10		0.20	5.33	26.67	
*****	1301 U		0.54	2.08	10.4		10	10		0.20	5.24	26.21	
*****	U		0.39	2.14	10.7		10	10		0.20	4.13	20.67	
*****	U		0.39	2.41	12.0		10	10		0.20	4.62	23.09	
*****	U		0.44	14.6	20.7		10	10		0.20	18.71	39.85	
	1302 U		0.45	14.6	20.7		10	10		0.20	19.27	40.25	
*****	1301 U		0.56	15.7	18.4		10	10		0.20	22.19	42.56	
	1302 U		0.56	15.7	18.4		10	10		0.20	22.85	42.96	
x height of compression zone wk crack width before increase of reinforcement as1 reinforcement 1. layer before increase of reinforcement as2 reinforcement 2. layer before increase of reinforcement as3 reinforcement 3. layer before increase of reinforcement d1 reinforcement diameter layer 1-3 wk+ crack width after increase of reinforcement as1+ reinforcement after increase of reinforcement layer 1-3 Calculation of crack width according to EN 1992-1-1 7.3.4 (first element): kt= 0.40 k1= 0.80 k2= 0.50 k3= variable k4= 0.43 Elements with maximum values are printed													

Per le verifiche tensionali per la combinazione SLE Rara il software non ha aumentato armatura

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.60	0.80
Reinforcement was not increased by SLS design in this run✓					
sigS Stress range for reinforcement in [MPa]					
sigT Stress range for link reinforcement in [MPa]					
CHKC Control of the concrete compressive stress:factor on fck or [MPa]					
CHKR Control of the steel stress: factor on fyk or [MPa]					

Si riportano i valori di tensione per la soletta di copertura al piano campagna.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass	concre sig-max	steel-l sig-max	steel-s sig-max
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	asl [MPa]	asl2 [MPa]	asl3 [MPa]				
E 3000011	24.25	50.12	-	187.88	62.89	-	-	-1.84	347.39	-
E 3000089	21.75	9.87	-	65.27	-	-	-	-13.80	299.67	-
E 3000286	-	-	-	16.81	14.65	-	-	-10.97	158.86	-
E 3000296	5.76	59.43	-	38.71	80.91	-	-	-2.41	256.68	-
E 3000345	199.24	69.26	-	84.96	46.15	-	-	-2.12	326.18	-
E 3000530	22.92	41.83	-	171.48	55.22	-	-	-2.09	359.83	-
Maximum	199.24	69.26	-	187.88	80.91	-	-	-13.80	359.83	-
stress range on top longitudinal reinforcement										
links stress range in shear reinforcements										
concre maximum concrete compression (# greater than allowed)										
steel-l maximum stress in longitudinal reinforcement										
steel-s maximum stress in the shear reinforcement										
Elements with maximum values are printed										

La verifica tensionale per la combinazione SLE quasi permanente risulta soddisfatta senza che venga aumentata ulteriormente l'armatura.

Serviceability limit state control parameters

No	Code	sigS	sigT	CHKC	CHKR
1	EN-1992	-	-	0.45	-
Reinforcement was not increased by SLS design in this run✓					
sigS Stress range for reinforcement in [MPa]					
sigT Stress range for link reinforcement in [MPa]					
CHKC Control of the concrete compressive stress:factor on fck or [MPa]					
CHKR Control of the steel stress: factor on fyk or [MPa]					

Si riportano i valori in forma tabellare.

Steel stress, concrete pressure, stress range

E=ELEM N=NODE	stress range on top			stress range bottom			links Ass [MPa]	concre sig-max [MPa]	steel-l sig-max [MPa]	steel-s sig-max
	asu [MPa]	asu2 [MPa]	asu3 [MPa]	asl [MPa]	asl2 [MPa]	asl3 [MPa]				
E 3000089	6.82	0.03	-	42.98	-	-	-	-12.86	280.49	-
E 3000113	42.80	15.42	-	106.17	13.91	-	-	-3.07	263.87	-
E 3000125	53.36	26.58	-	42.44	35.98	-	-	-4.27	201.16	-
E 3000173	-	-	-	2.37	1.10	-	-	-10.13	148.20	-
E 3000203	75.38	8.85	-	50.33	18.53	-	-	-4.50	179.75	-
E 3000352	15.16	35.30	-	19.19	29.88	-	-	-2.33	211.95	-
E 3000611	23.22	3.95	-	26.15	3.73	-	-	-3.95	247.42	-
Maximum	75.38	35.30	-	106.17	35.98	-	-	-12.86	280.49	-

stress range on top longitudinal reinforcement
links stress range in shear reinforcements
concre maximum concrete compression (if greater than allowed)
steel-l maximum stress in longitudinal reinforcement
steel-s maximum stress in the shear reinforcement
Elements with maximum values are printed

Trave e pilatri

Trave – involucro SLU/SLV

Si riportano di seguito le sollecitazioni della Trave.

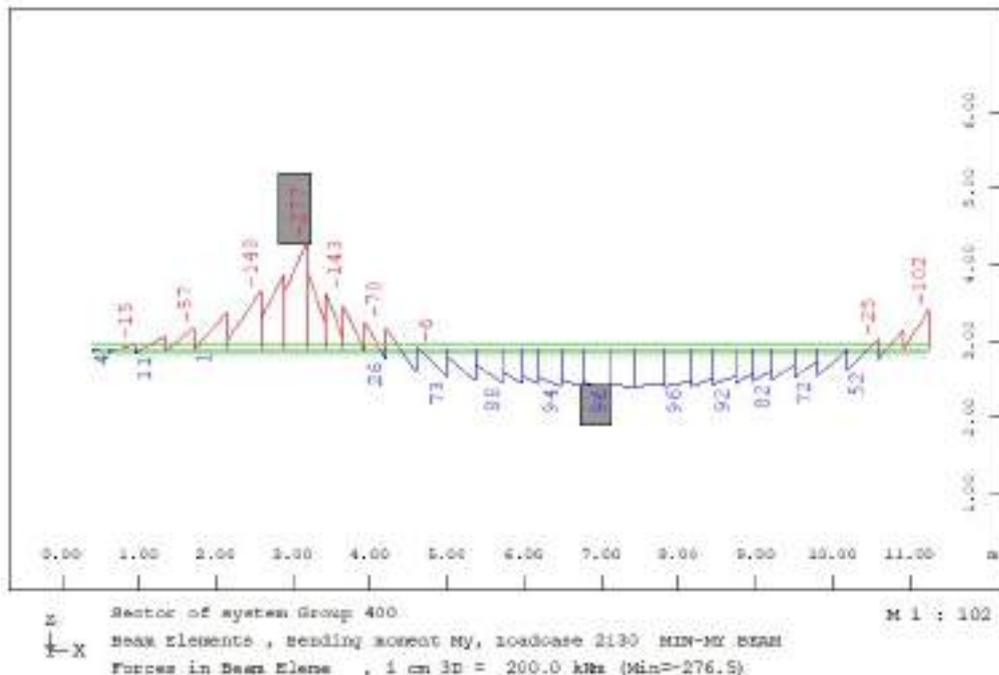


Figure 4-155: -Minimo momento direzione y e SLU/SLV

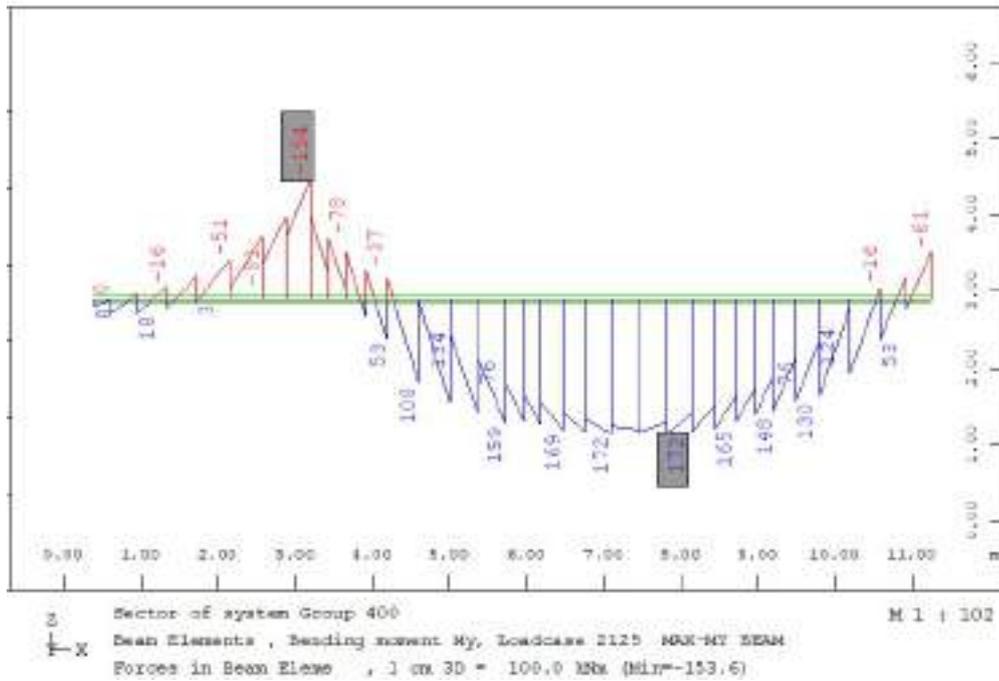


Figure 4-156: – Massimo momento direzione y SLU/SLV

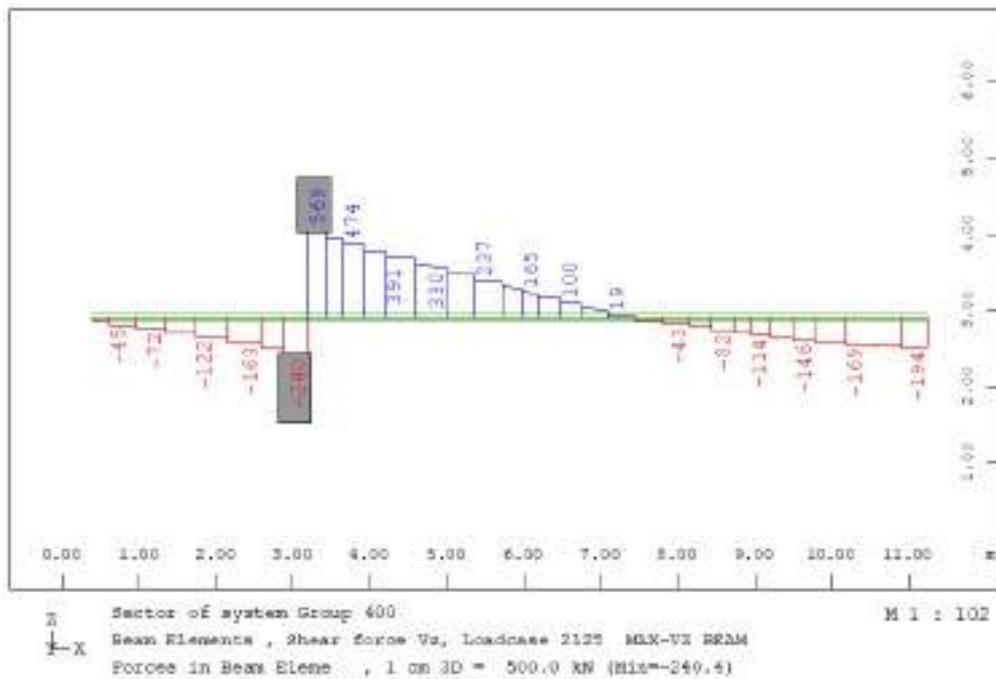


Figure 4-157: – Massimo taglio Vz SLU/SLV

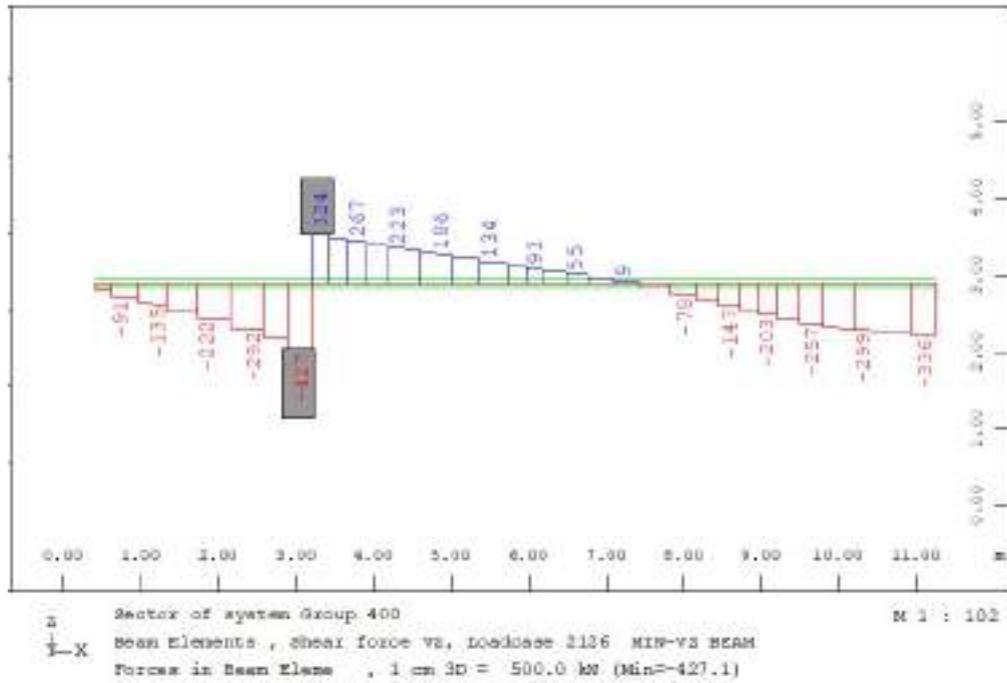


Figure 4-158: – Minimo taglio Vz SLU/SLV

Trave – SLE – Quasi permanente

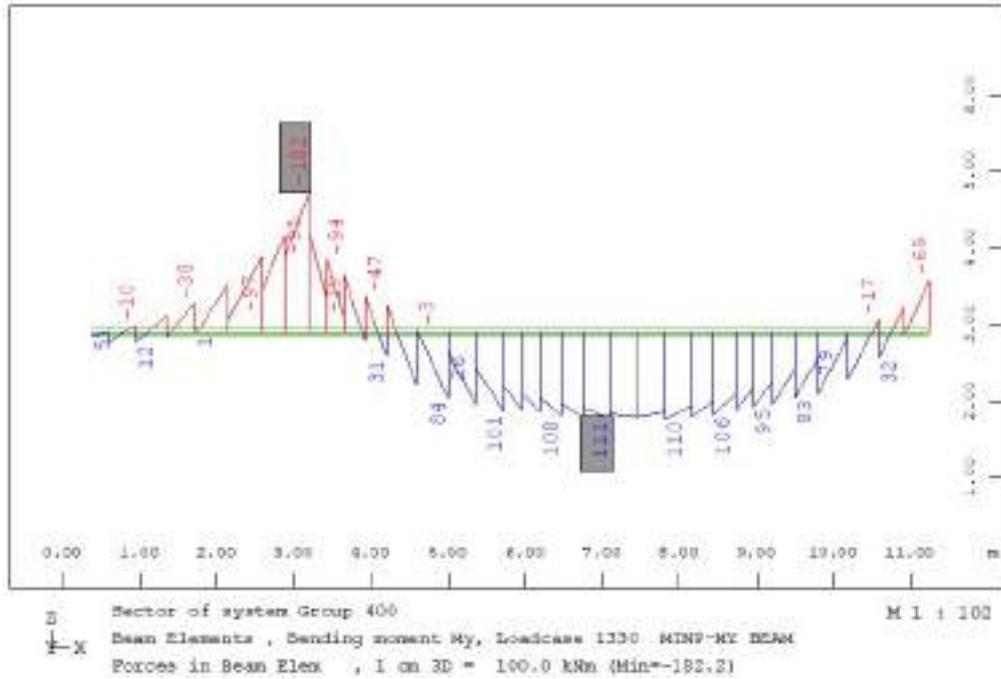


Figure 4-159: -Minimo momento My

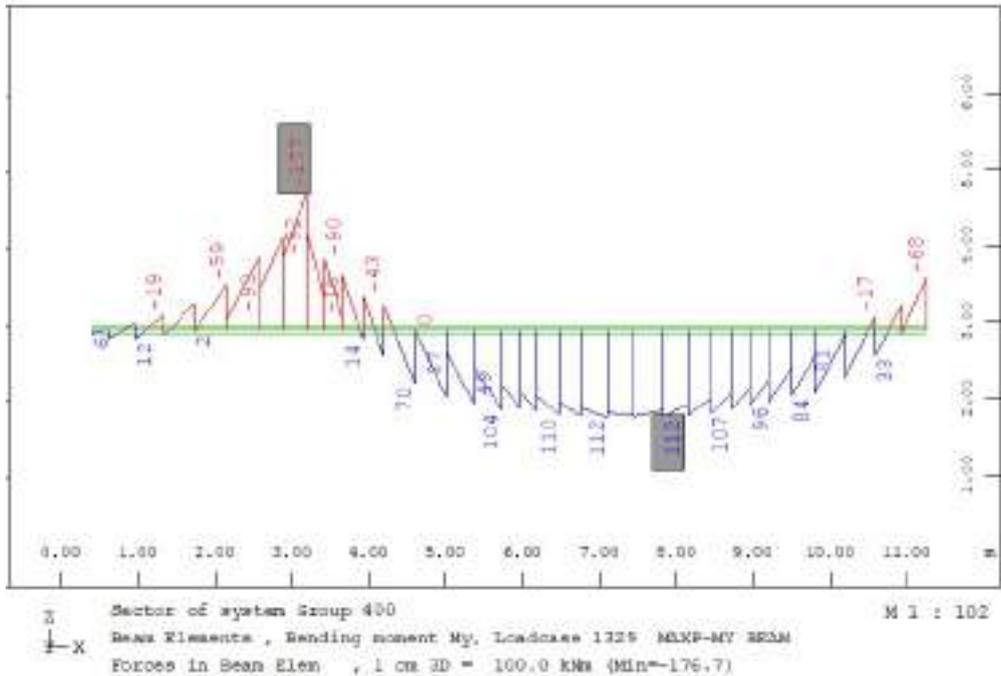


Figure 4-160: – Massimo momento My

Trave - SLE – frequente

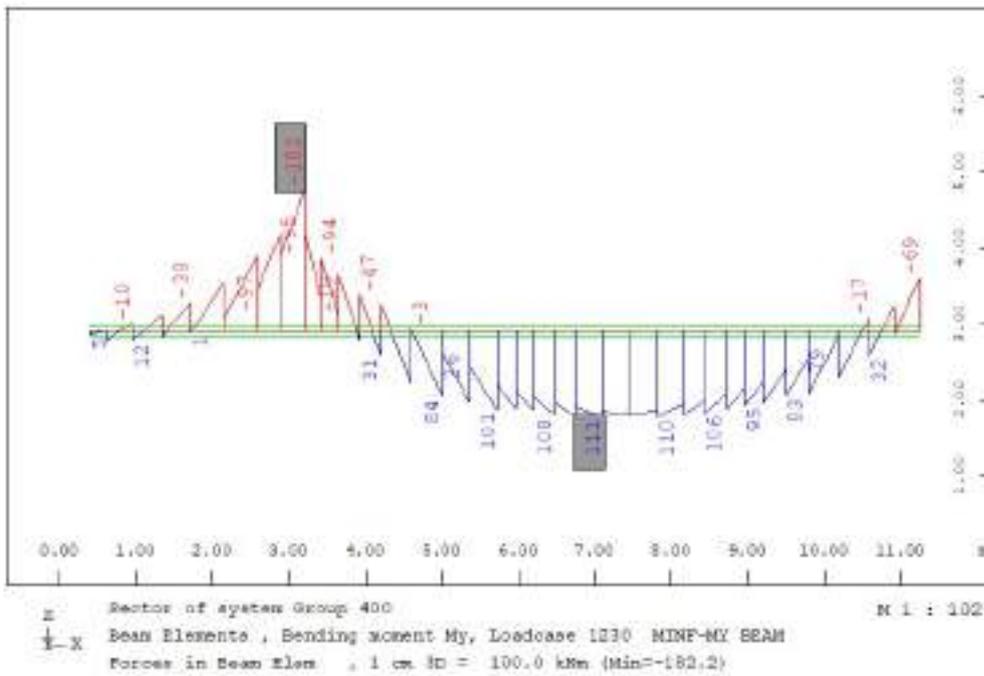


Figure 4-161: –Minimo momento My

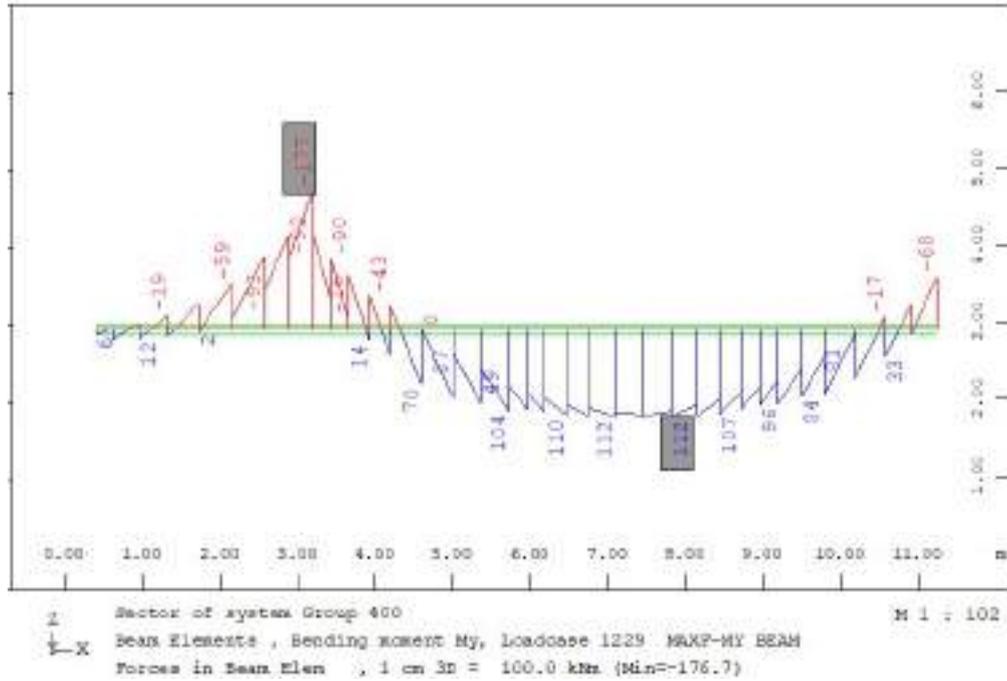


Figure 4-162: – Massimo momento My

Trave - SLE – Rara

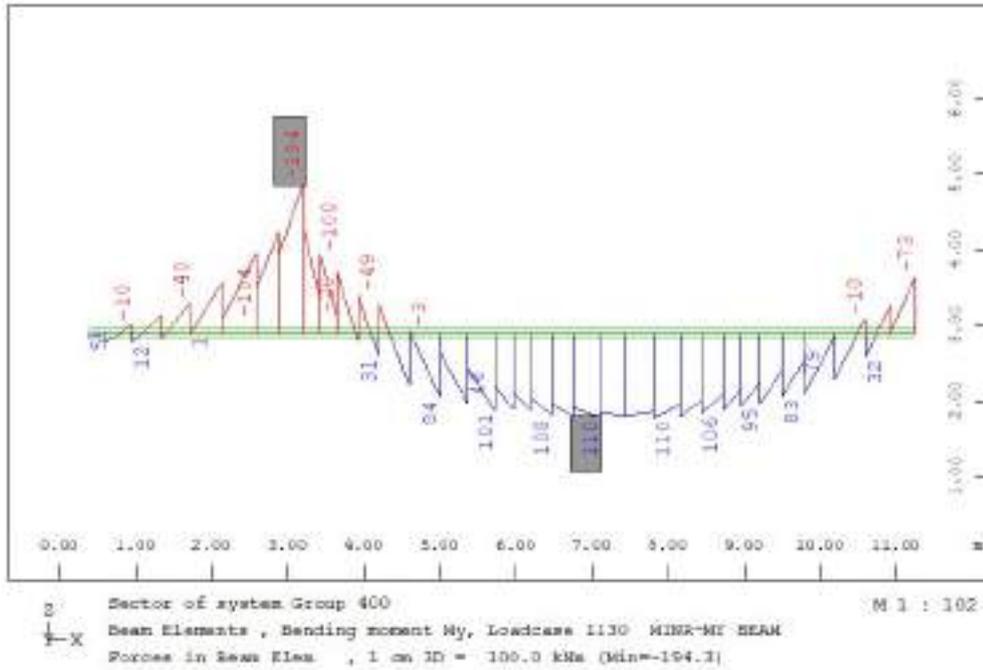


Figure 4-163: -Minimo momento My

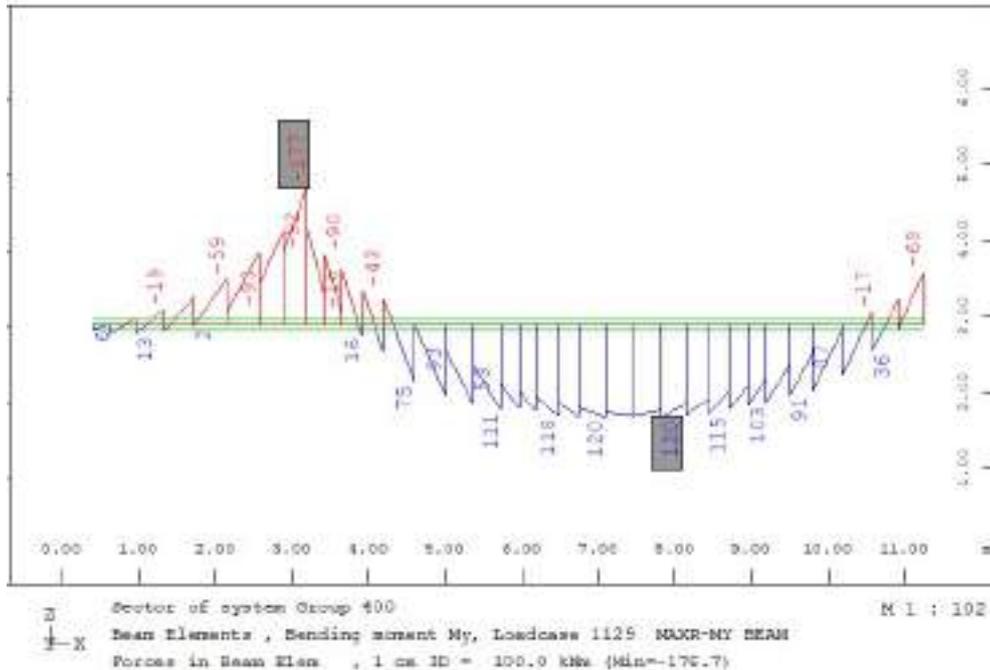


Figure 4-164: – Massimo momento My

Pilastri – involucro SLU/SLV

Si riportano di seguito le sollecitazioni dei pilastri.

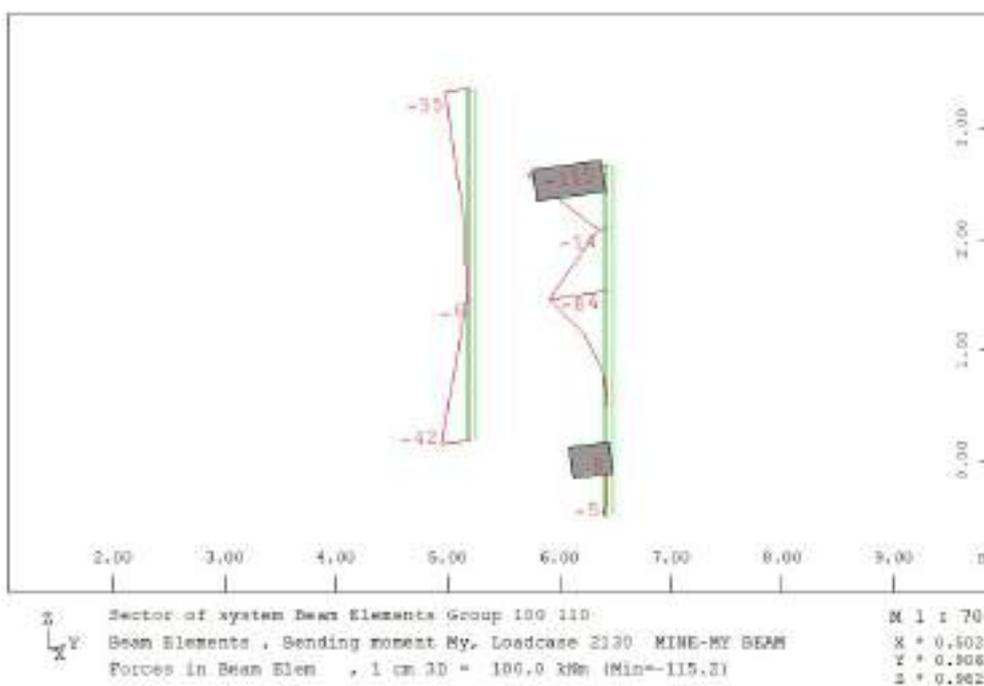


Figure 4-165: –Minimo momento direzione y SLU/SLV

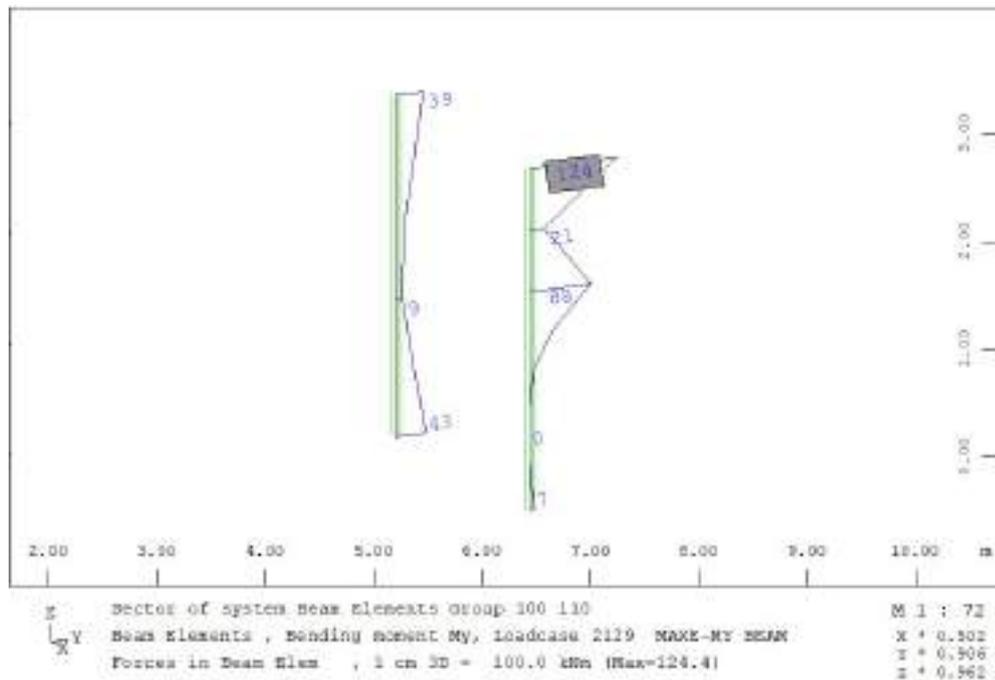


Figure 4-166: – Massimo momento direzione y SLU/SLV

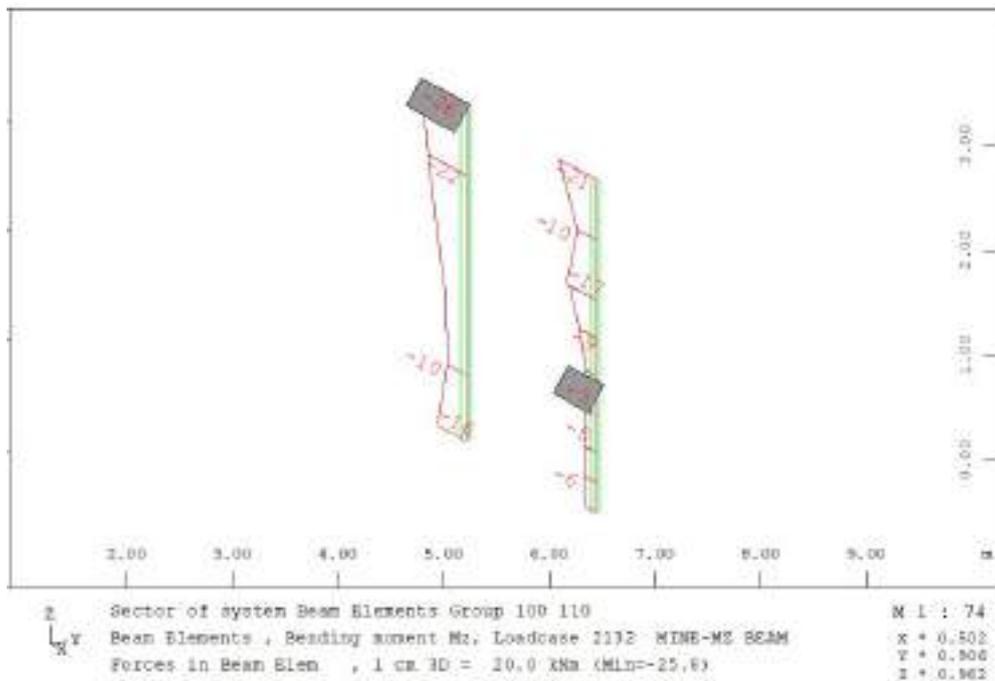


Figure 4-167: –Minimo momento direzione x SLU/SLV



Figure 4-168: – Massimo momento direzione x SLU/SLV

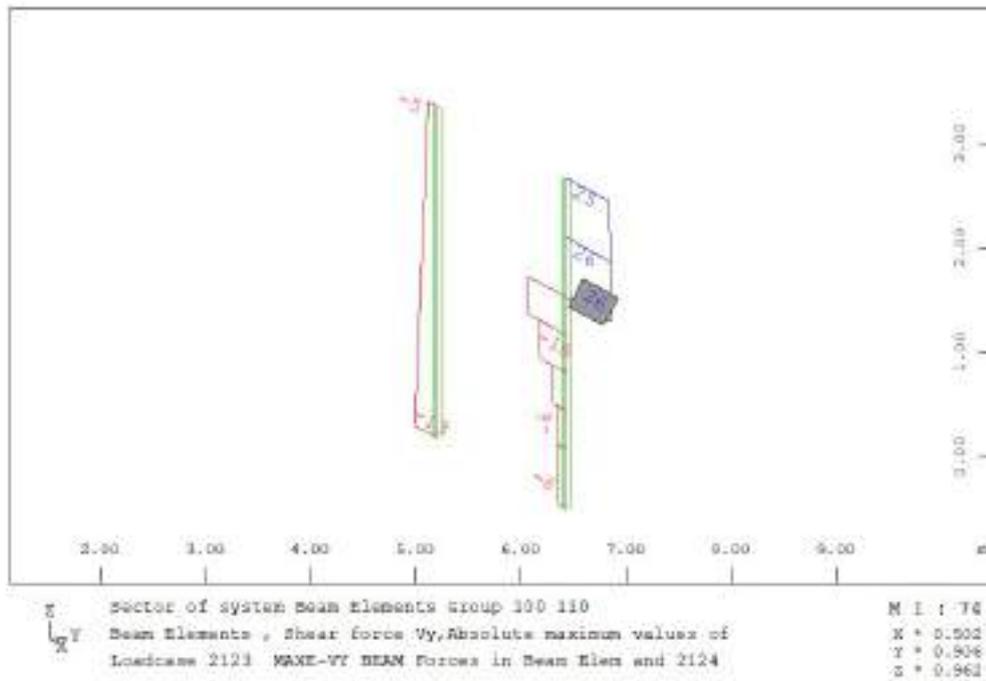


Figure 4-169: – Taglio direzione Vy SLU/SLV

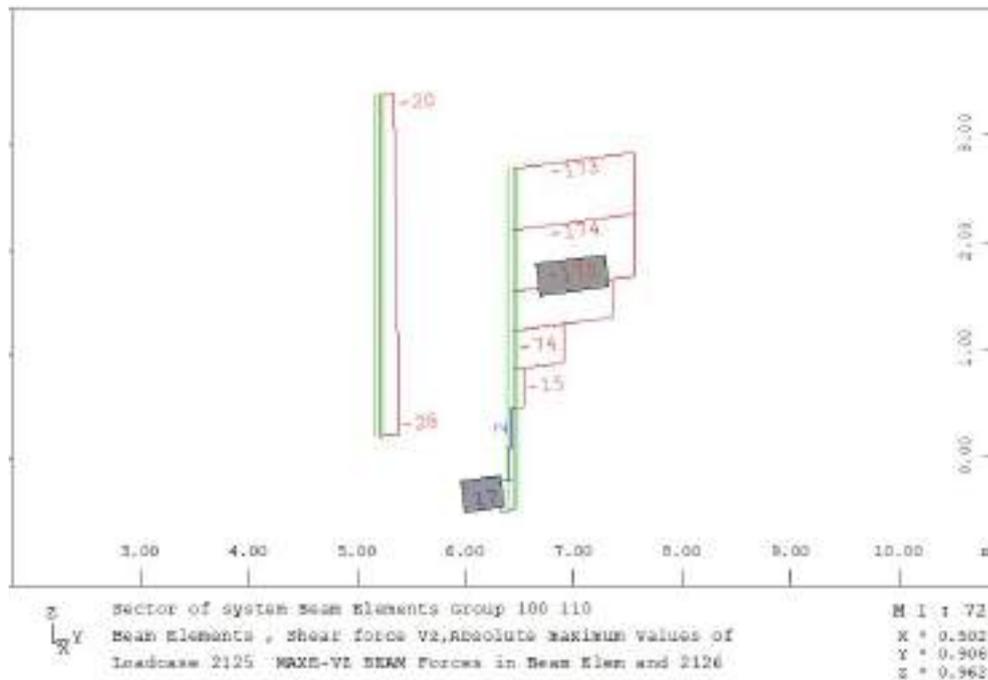


Figure 4-170: – Taglio direzione Vz SLU/SLV

Pilastri- SLE – Quasi permanente

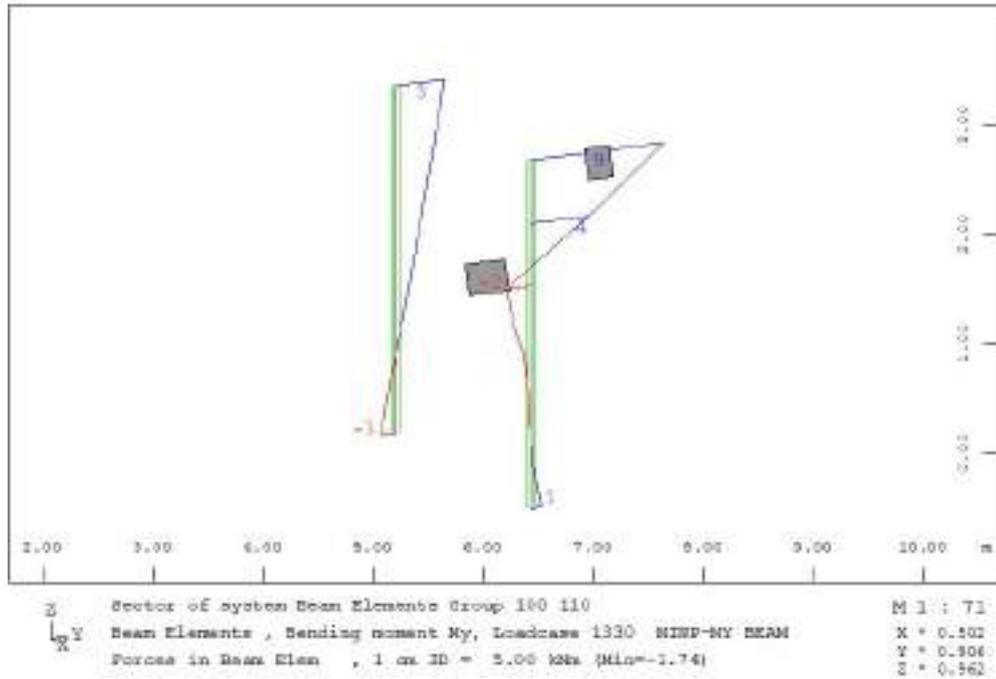


Figure 4-171: -Minimo momento direzione y

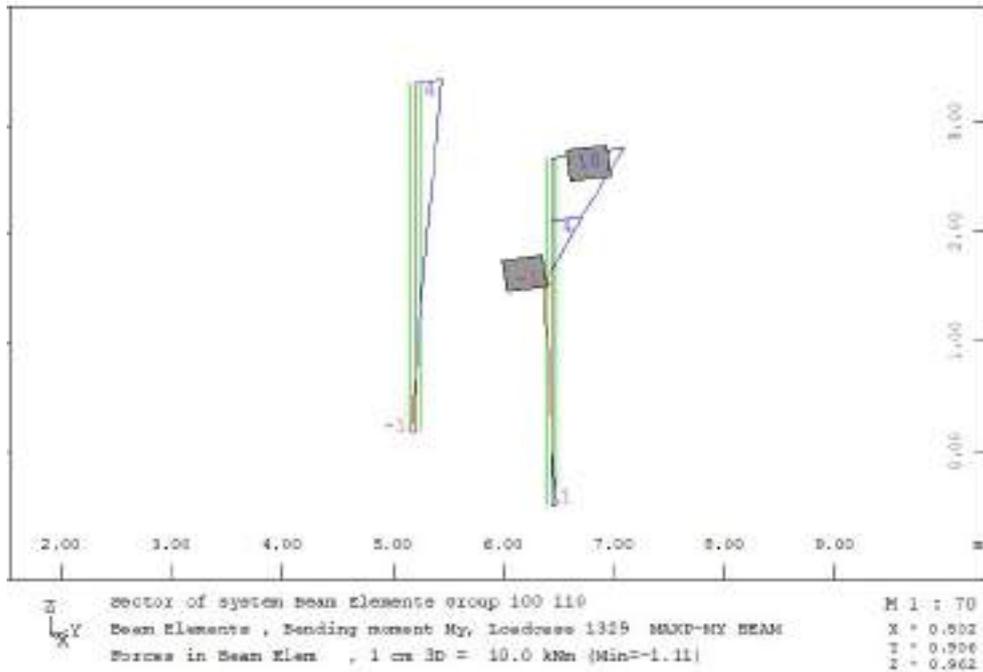


Figure 4-172: – Massimo momento direzione y

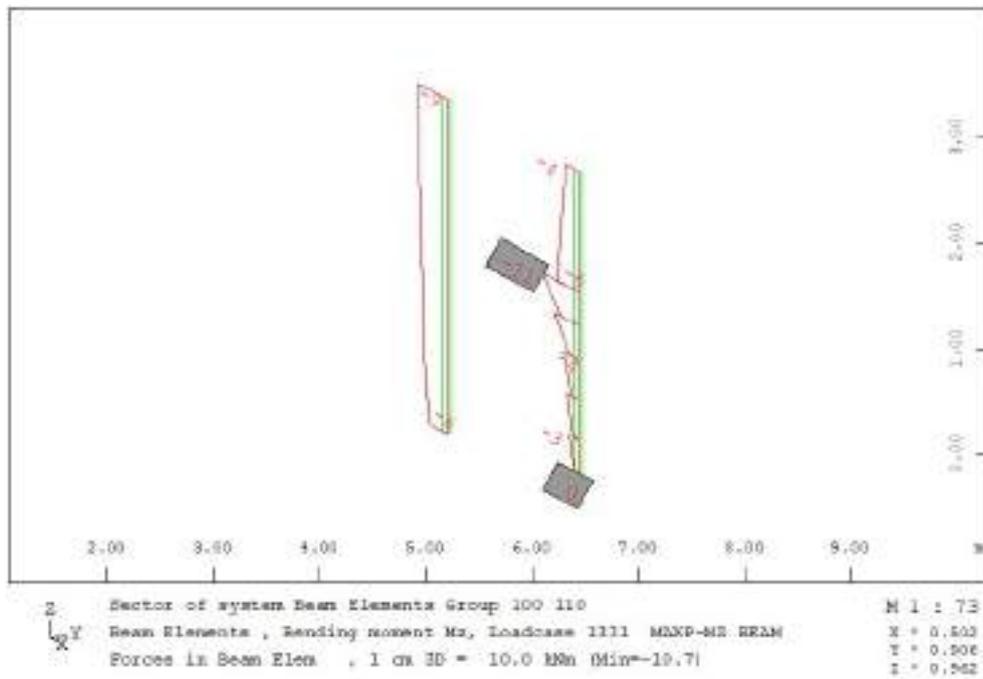


Figure 4-173: –Minimo momento direzione x

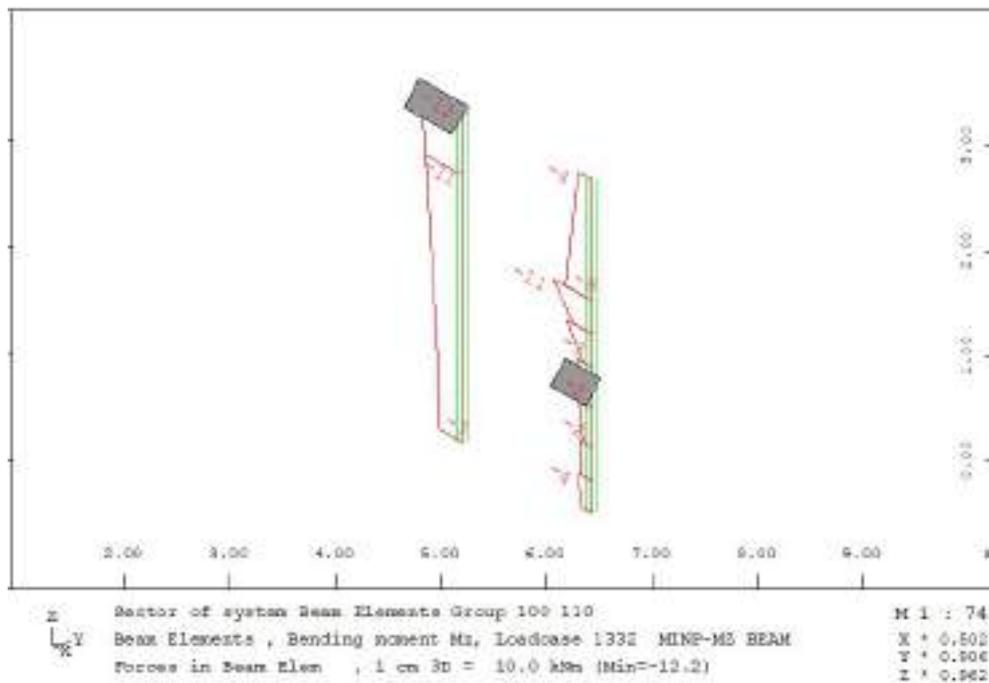


Figure 4-174: –Massimo momento direzione x

Pilastri - SLE – frequente

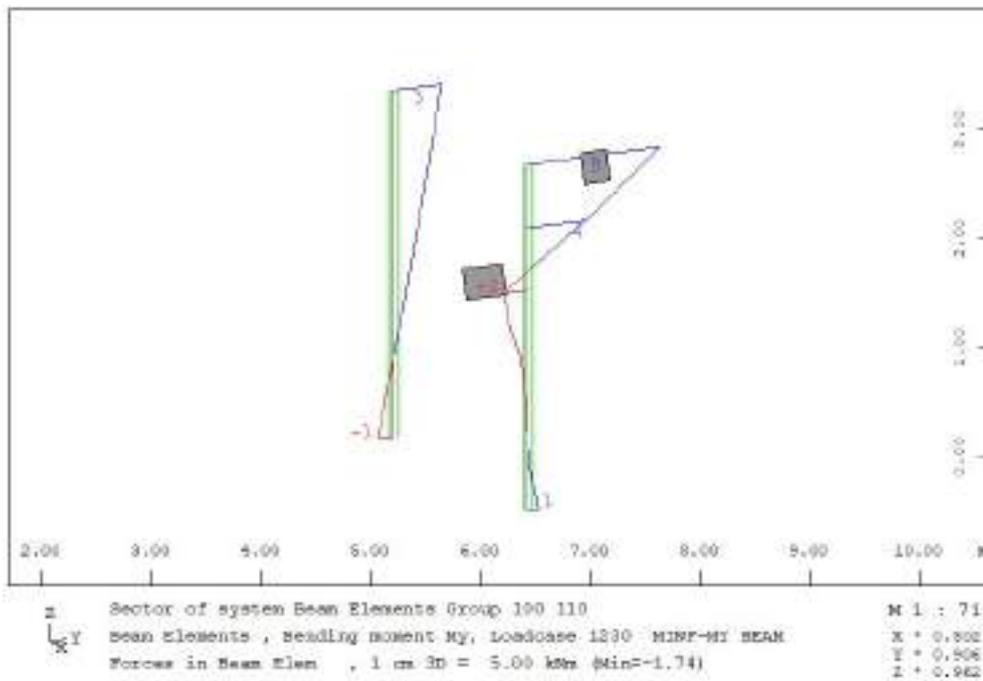


Figure 4-175: –Minimo momento direzione y

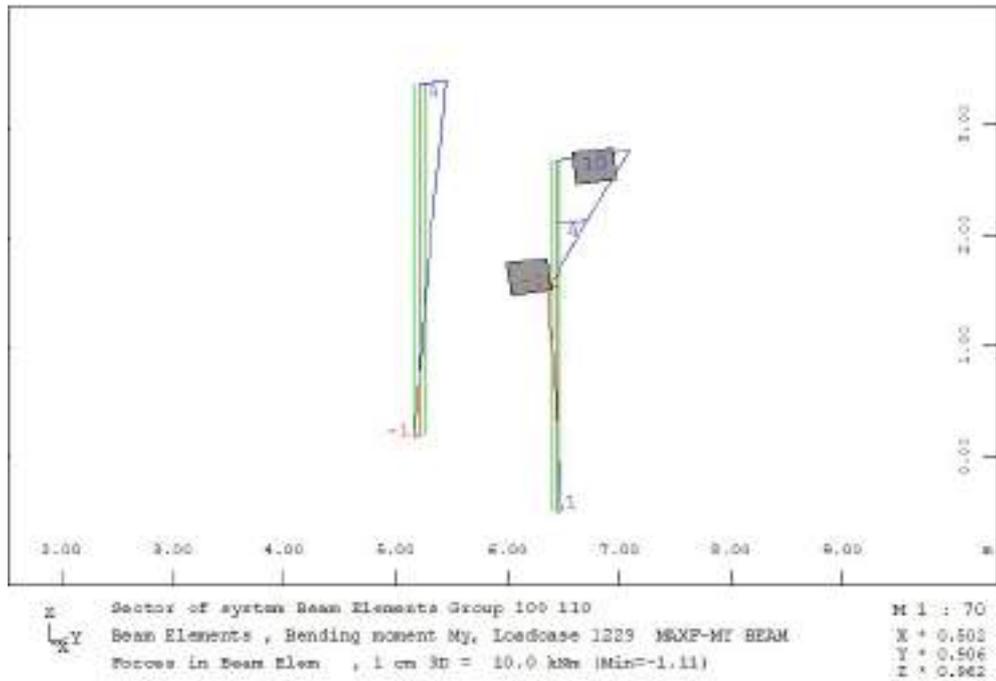


Figure 4-176: – Massimo momento direzione y

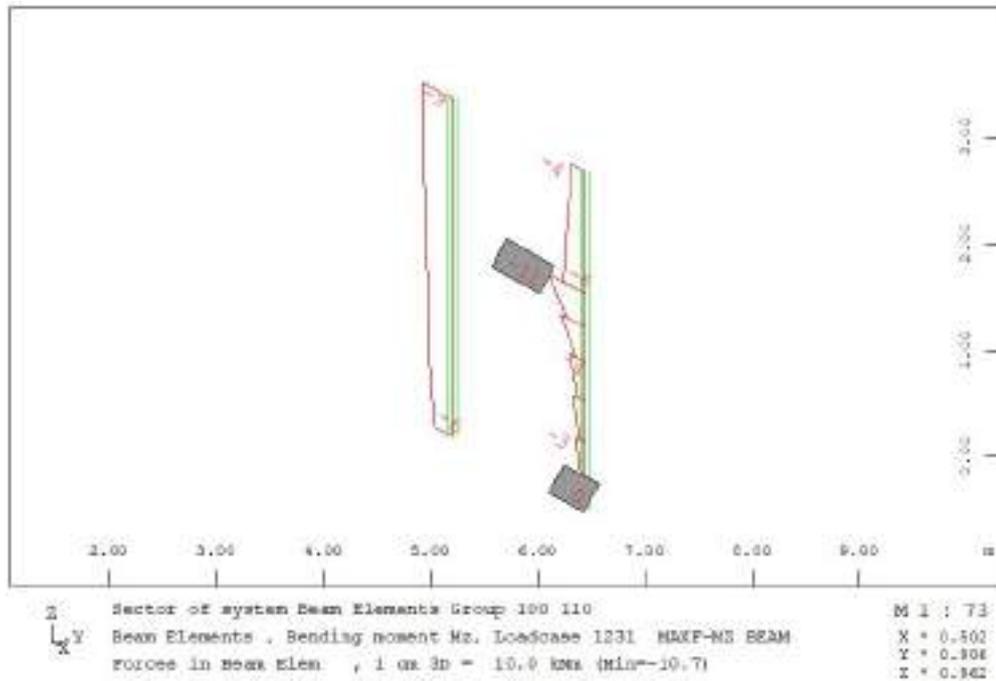


Figure 4-177: – Minimo momento direzione x

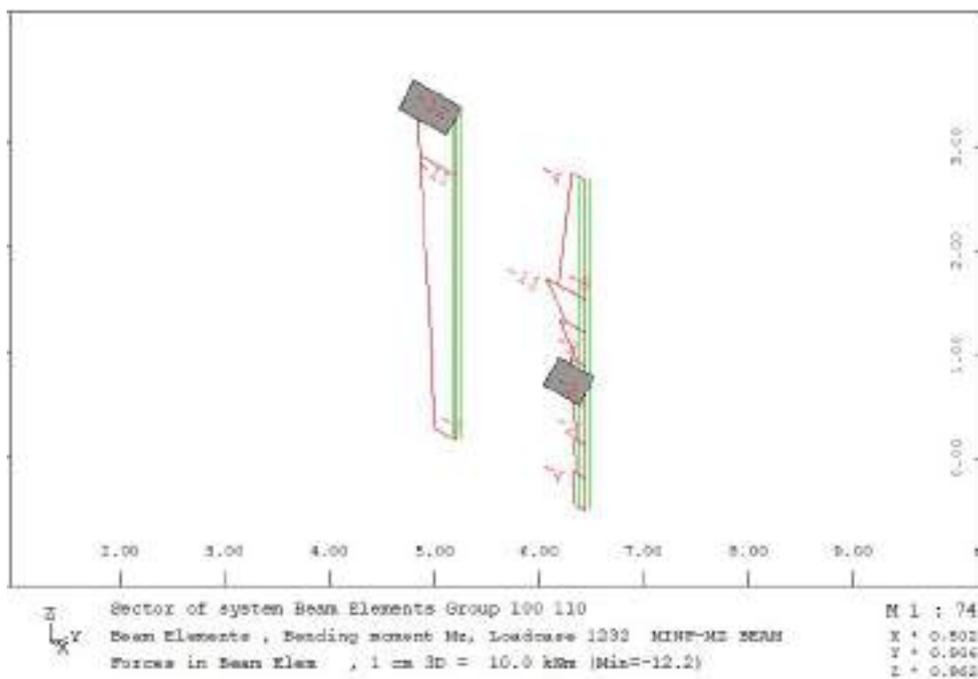


Figure 4-178: –Massimo momento direzione x

Pilastrini - SLE – Rara

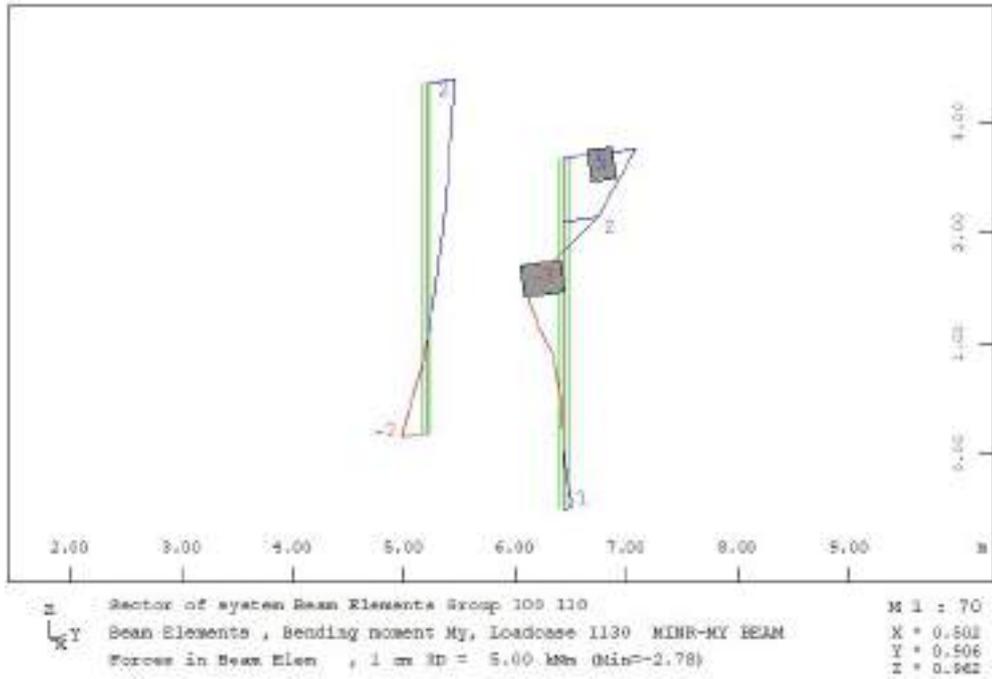


Figure 4-179: –Minimo momento direzione y

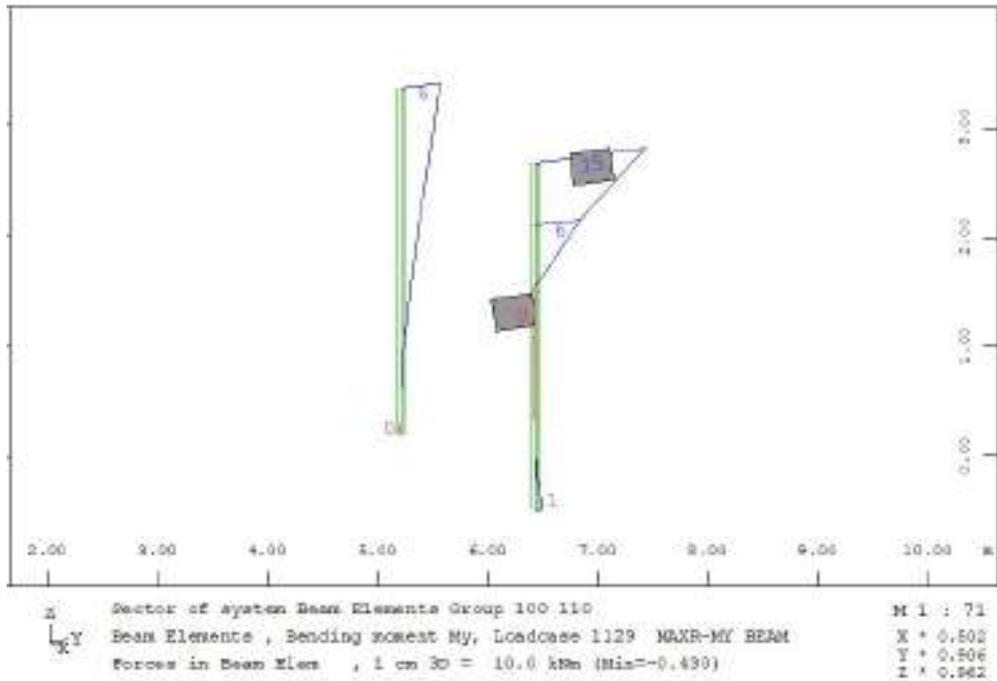


Figure 4-180: – Massimo momento direzione y

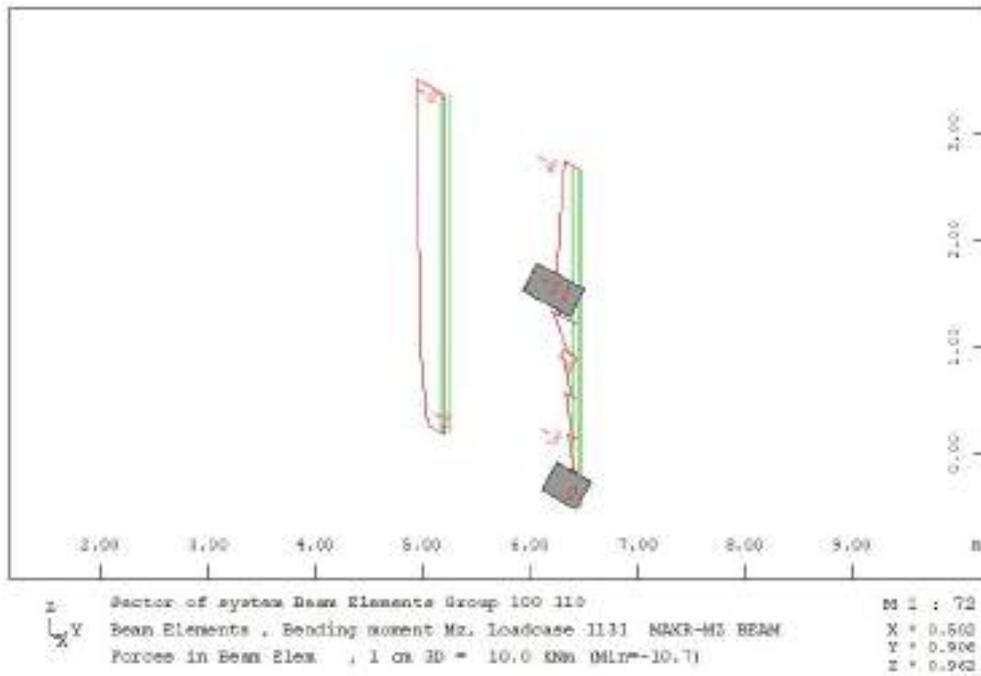


Figure 4-181: –Minimo momento direzione x

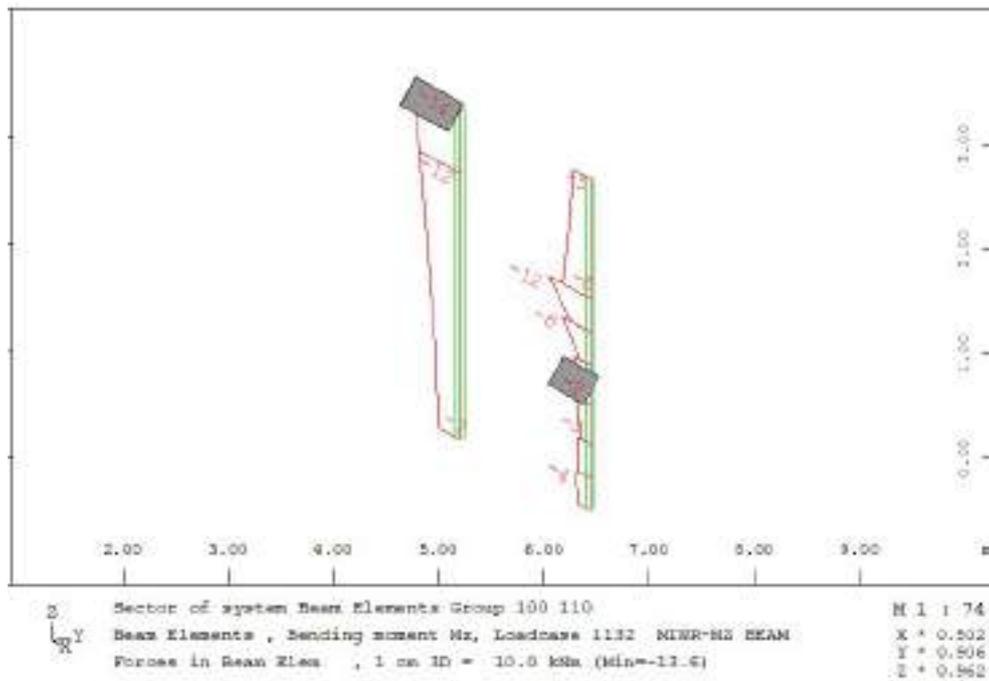


Figure 4-182: –Massimo momento direzione x

Verifiche Trave e Pilastri

Avendo impostato i limiti di fessurazione e lo stato tensionale nel cls e nell'acciaio richiesto alle varie combinazioni, il software calcola in modo automatizzato il minimo quantitativo di armatura previsto per soddisfare le verifiche di resistenza e di esercizio.

Si riportano per la fondazione il quantitativo di armatura necessaria per entrambe le direzioni x e y.

Armatura calcolata dal software:

Trave 50x80

- Armatura longitudinale inferiore richiesta 39.00 cm².

L'armatura commerciale equivalente è **9 Φ 24** = 40.71 cm²;

- Armatura longitudinale superiore richiesta 19.60 cm².

L'armatura commerciale equivalente è **5 Φ 24** = 22.62 cm²;

- Armatura longitudinale laterale richiesta 2.93 cm².

L'armatura commerciale equivalente è **2 Φ 14** = 3.08 cm²;

- L'armatura a taglio richiesta 10.7 cm²/m.

L'armatura commerciale equivalente è staffe **Φ 10/100** a due bracci= 15.71 cm²/m;

Pilastro 50x50

L'armatura minima richiesta al fine che le verifiche siano soddisfatte è la seguente:

- Armatura verticale richiesta 7.50 cm^2 .

L'armatura commerciale equivalente è **4 $\Phi 16$** = 8.04 cm^2 ;

- L'armatura a taglio richiesta $0.97 \text{ cm}^2/\text{m}$.

L'armatura commerciale equivalente è staffe **$\Phi 10/300$** a due bracci = $4.71 \text{ cm}^2/\text{m}$;

Tuttavia, si prevedono **12 $\Phi 16$** = 24.13 cm^2 al fine di garantire 1% di percentuale di armatura per l'armatura verticale del pilastro e staffe **$\Phi 10/100$** a due bracci (secondo quanto riportato nel capitolo 7 al paragrafo 7.4.6.2.2 delle NTC-18)

Pilastro 30x50

L'armatura minima richiesta al fine che le verifiche siano soddisfatte è la seguente:

- Armatura verticale richiesta 4.52 cm^2 .

L'armatura commerciale equivalente è **4 $\Phi 14$** = 6.15 cm^2 ;

- L'armatura a taglio richiesta $0.97 \text{ cm}^2/\text{m}$.

L'armatura commerciale equivalente è staffe **$\Phi 10/300$** a due bracci = $4.71 \text{ cm}^2/\text{m}$;

Tuttavia, si prevedono **10 $\Phi 14$** = 15.39 cm^2 al fine di garantire 1% di percentuale di armatura per l'armatura verticale del pilastro e staffe **$\Phi 10/100$** a due bracci (secondo quanto riportato nel capitolo 7 al paragrafo 7.4.6.2.2 delle NTC-18)

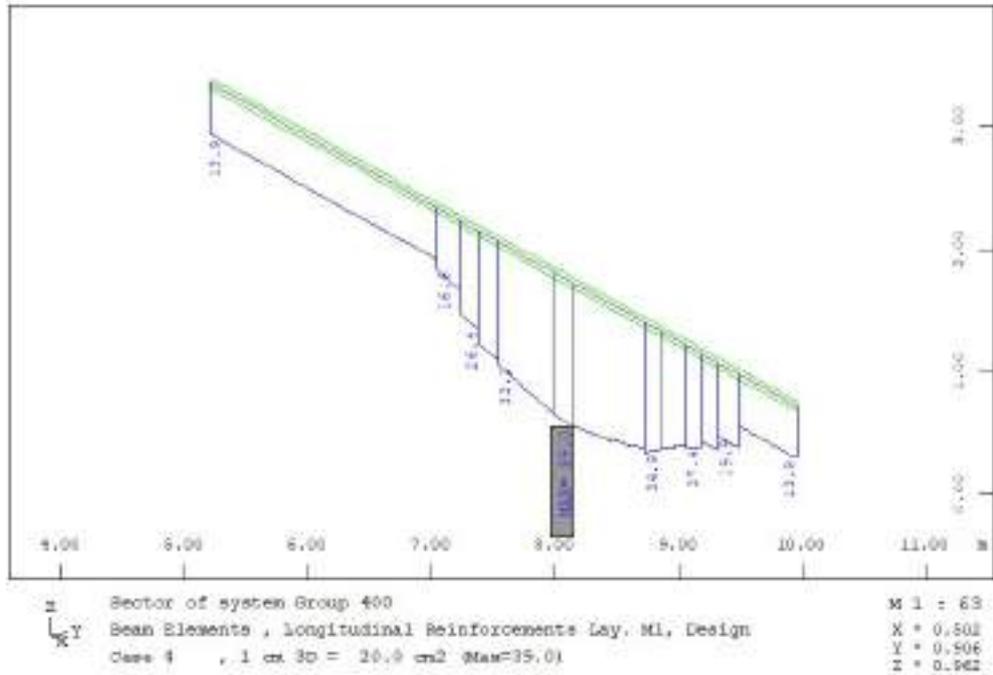


Figure 4-183: – Armatura longitudinale inferiore Trave50x80

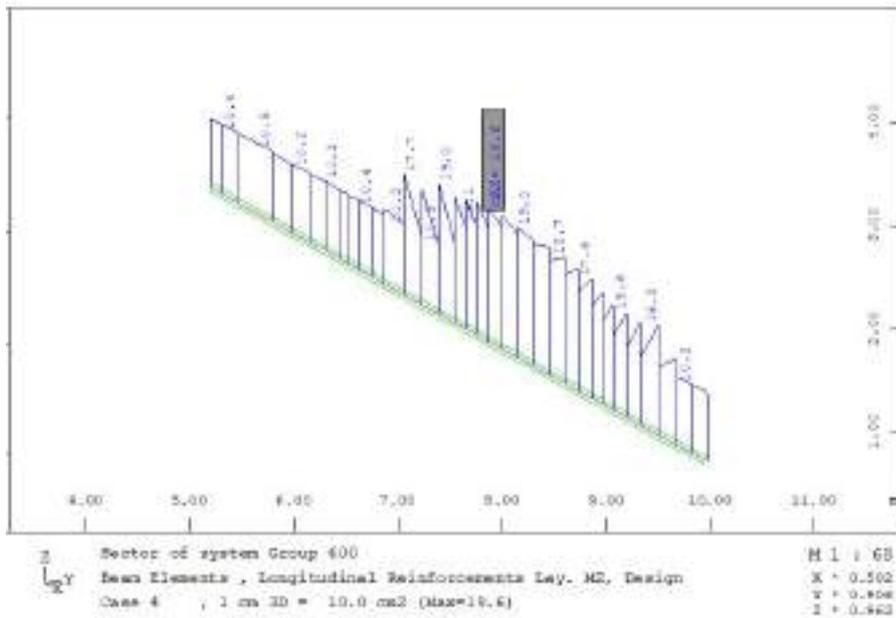
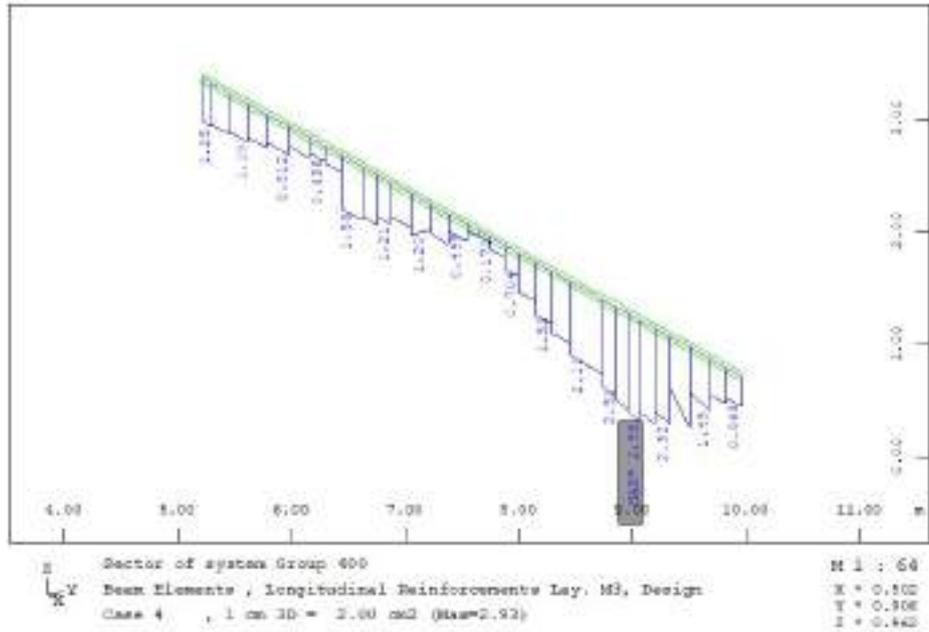


Figure 4-184: – Armatura longitudinale superiore Trave50x80



**Figure 4-185: – Armatura longitudinale laterale
 Trave50x80**

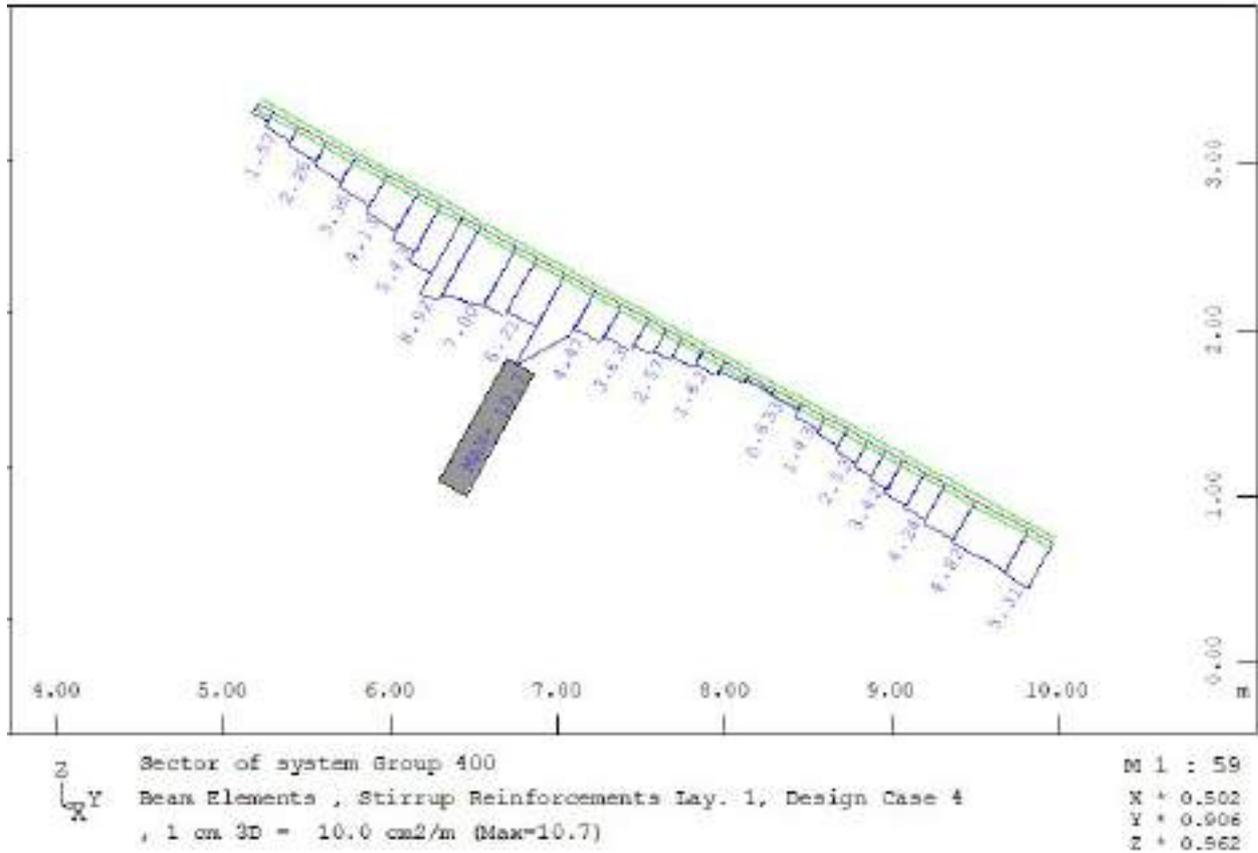


Figure 4-186: – Armatura a taglio Trave50x80

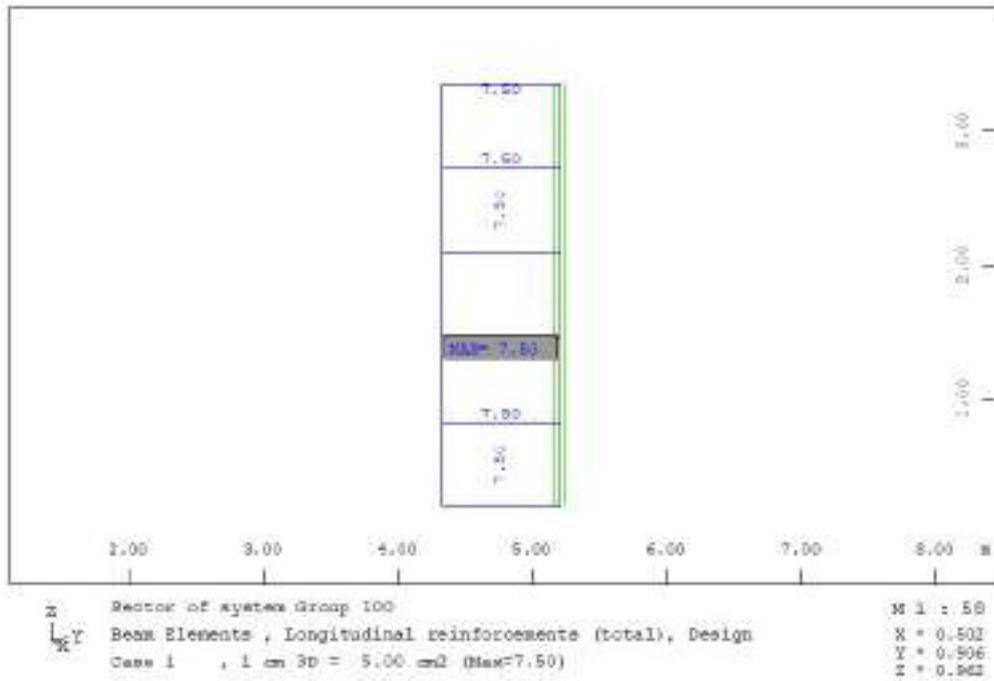


Figure 4-187: – Armatura verticale pilastro 50x50

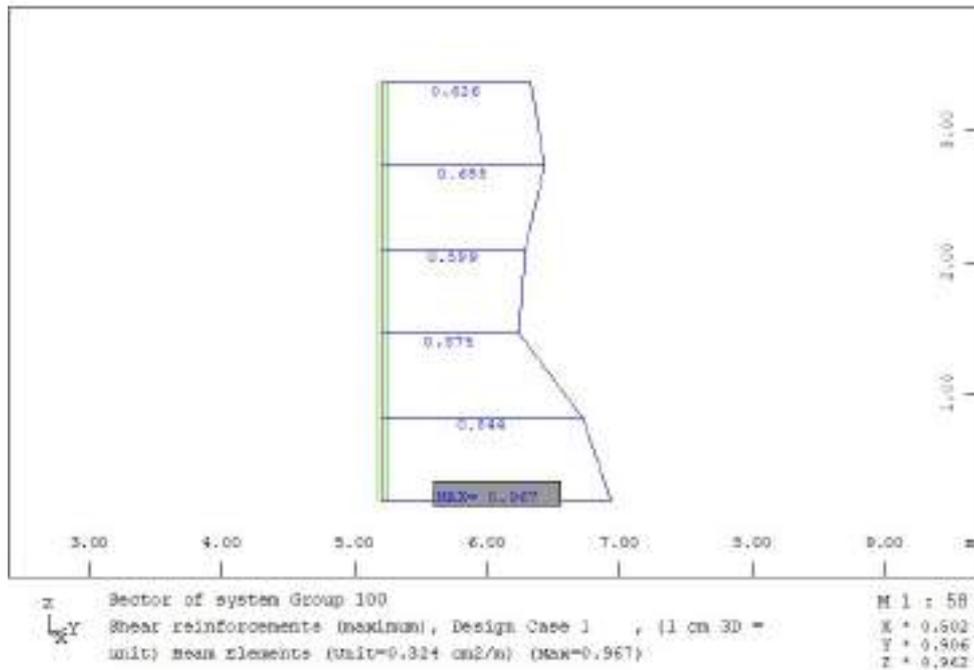


Figure 4-188: – Armatura a taglio pilastro 50x50

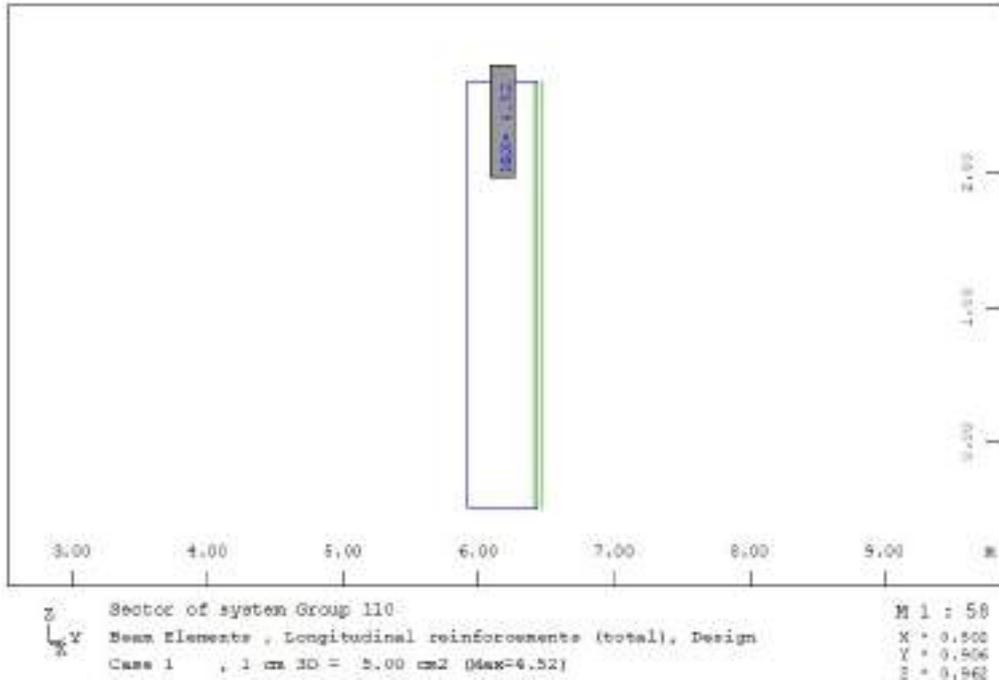


Figure 4-189: – Armatura verticale pilastro 30x50

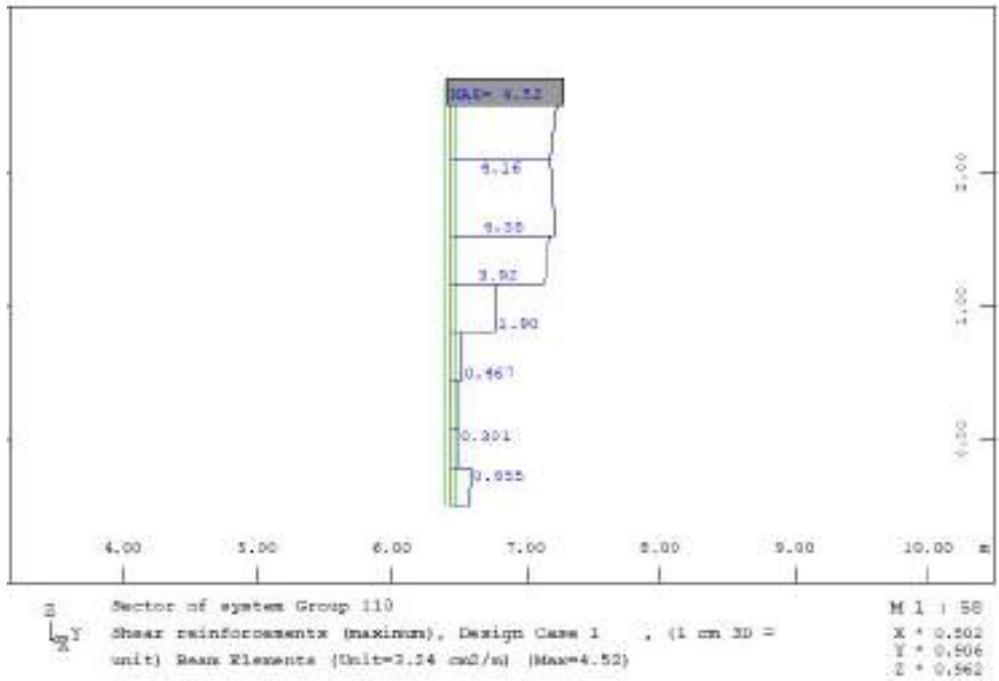


Figure 4-190: – Armatura a taglio pilastro 30x50

Verifiche agli SLE travi e pilastri

Si riportano le verifiche a fessurazione e degli stati tensionali per le varie combinazioni agli SLE.

L’armatura calcolata agli SLU/SLV è stata aumentata dal software per soddisfare le verifiche a fessurazione.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	IC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-6.77		MPa		1224	1180001	0.000
	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	8.00		MPa		1221	4000009	0.000
2	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-39.59		MPa		1224	1180001	0.000
	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	155.41		MPa		1233	4000014	0.403

Check for crack width passed with additional reinforcements✓

Il software riporta le zone dove ha aumentato l’armatura, per avere delle fessure massime $w_k=0.20\text{mm}$

Per le verifiche tensionali per la combinazione SLE Rara il software non ha aumentato armatura

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	IC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-7.38	-16.93	MPa	0.436	1126	1100001	0.000
2	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-42.95	-360.00	MPa	0.119	1122	1100001	0.000

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	IC	Beam	x[m]
2	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	104.41	360.00	MPa	0.457	1121	4000014	0.403

Check for stress limits passed✓

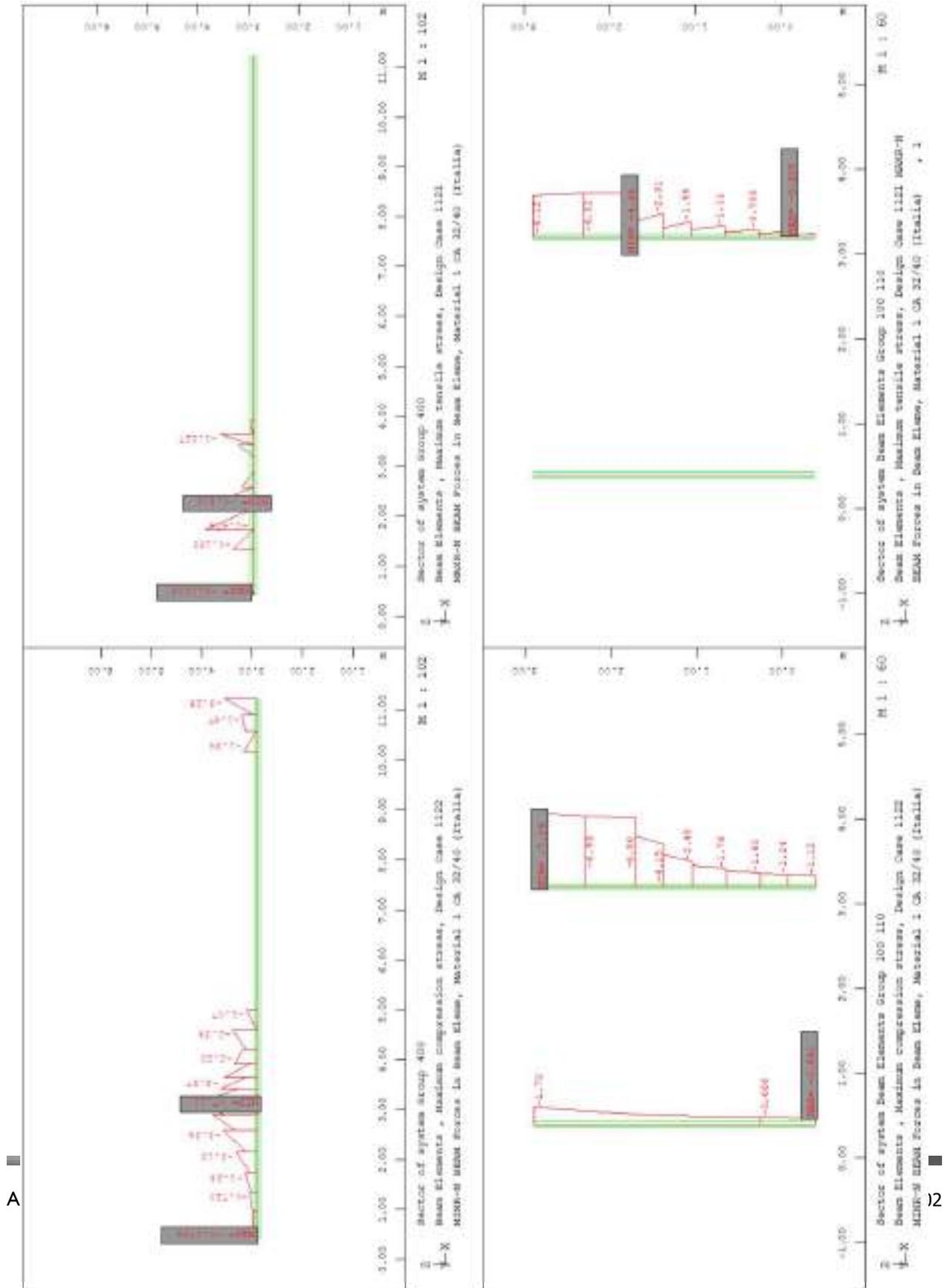
La verifica tensionale per la combinazione SLE quasi permanente risulta soddisfatta senza che venga aumentata ulteriormente l’armatura.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion	Value	Limit	Unit	Level	IC	Beam	x[m]
1	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-6.77	-12.70	MPa	0.533	1324	1100001	0.000
2	Longitud. compressive stress $\sigma-x$	-39.59		MPa		1324	1100001	0.000
	Longitud. tensile stress $\sigma+x$	152.85		MPa		1321	4000014	0.403

Check for crack width passed with additional reinforcements✓
Check for stress limits passed✓

Si riportano i diagrammi che rappresentano lo stato tensionale del cls e dell’acciaio per la combinazione SLE Rara.



ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

La tensione nell’acciaio e nel calcestruzzo considerando i minimi di armatura calcolati dal software valgono:

σ_s sempre negativo acciaio compresso. Verificato

$\sigma_c = 7.29 \text{ Mpa} < 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ MPa}$ Verificato

Si riporta il diagramma delle tensioni nel cls per la combinazione SLE frequente.

La tensione del calcestruzzo per la combinazione frequente vale:

$\sigma_c = 4.90 \text{ Mpa} < 0.45 \times 30 = 13.5 \text{ MPa}$ Verificato

Si riporta il massimo tasso di utilizzazione per la trave e i pilastri

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+y$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	0.091
B/H = 500 / 500 mm	0.000	0.000	0.000	0.010	-	-	0.091	0.053	-	-	
Section 2	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	-	-	0.457
B/H = 300 / 500 mm	0.000	0.000	0.000	0.007	-	-	0.457	0.185	-	-	
Section 3	0.000	0.000	0.502	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	1.000
B/H = 500 / 800 mm	0.000	0.000	0.000	0.528	-	-	1.000	1.000	-	-	
Total	0.000	0.000	0.502	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	1.000
	0.000	0.000	0.000	0.528	-	-	1.000	1.000	-	-	

N	normal force	τ	shear stress
Vy, Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My, Mz	Bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp, Mts	torsion (primary and secondary)	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-v$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependent utilisation level (see AGE Manual 1.3.2)
$\sigma-s$	longitud. tensile stress	Total	most unfavorable utilisation for all checks

Trave HEB-200

Trave – involuppo SLU/SLV

Si riportano di seguito le sollecitazioni della Trave.

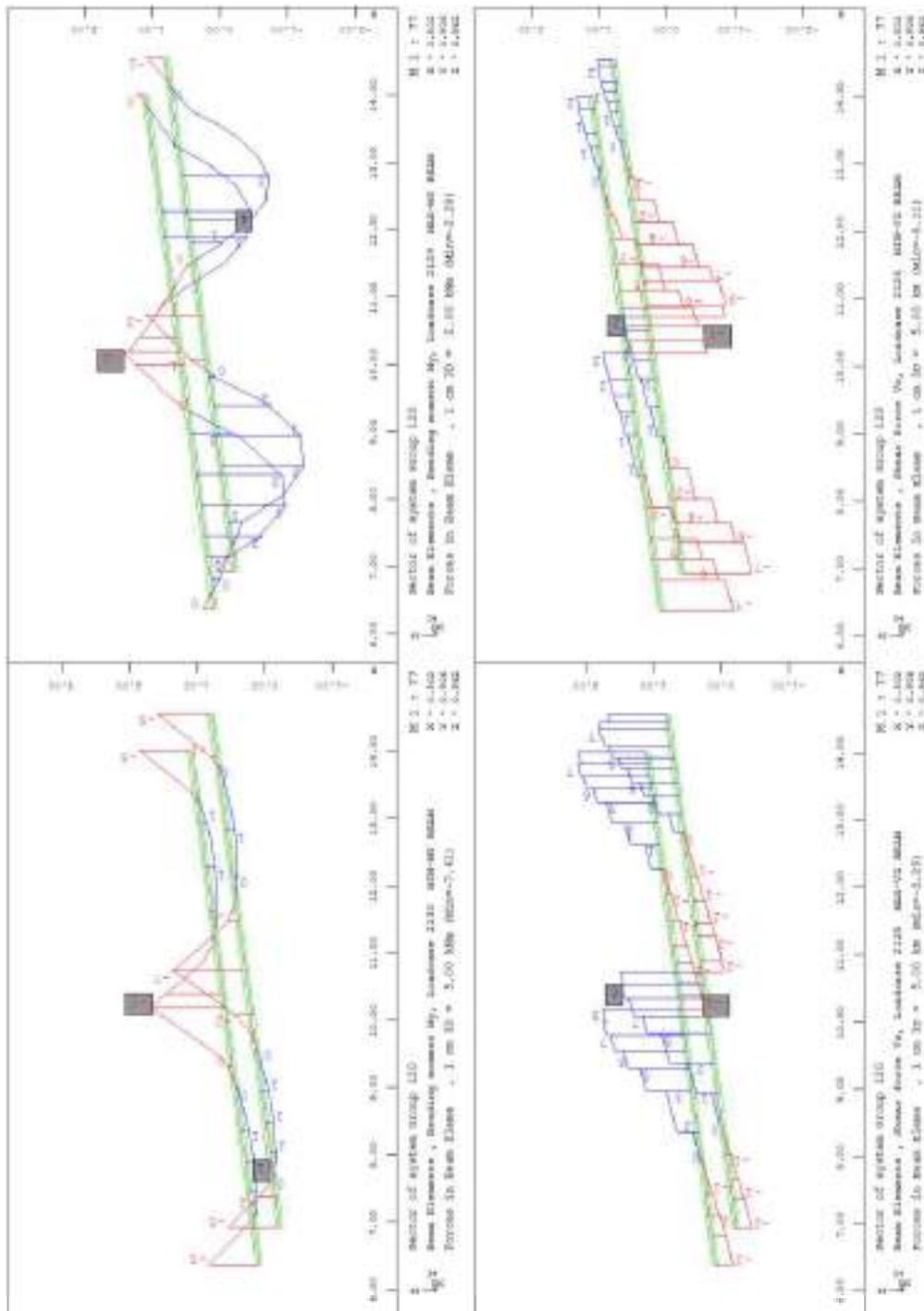


Figure 4-191: –diagrammi delle sollecitazioni momento e taglio SLU/SLV

Verifica

Si riporta la verifica tensionale effettuata automaticamente dal software per il profilo scelto tipo acciaio S-235.

Maximum Stresses and Checked Limits

Mat	Check or Criterion		Value	Limit	Unit	Level	IC	Beam	x[m]
3	Centric compression	$\sigma-n,c$	0.40	223.81	MPa	0.002	2122	1200007	0.000
	Centric tension	$\sigma-n,t$	0.07	223.81	MPa	0.004	2121	1200025	0.000
	Longitud. compressive stress	$\sigma-x$	23.27	223.81	MPa	0.104	2121	1200014	0.227
	Longitud. tensile stress	$\sigma+x$	24.30	223.81	MPa	0.109	2121	1200040	0.180
	Shear stress	τ	0.80	129.22	MPa	0.053	2121	1200012	0.290
	Von Mises stress	$\sigma-v$	24.30	223.81	MPa	0.109	2121	1200044	0.180
	Shear in weldings			207.85	MPa				
	Plate slenderness c/t			1.00					
	Used safety factor	$\gamma-n0$		1.05	[-]				

Check for stress limits passed✓

Il tasso di lavoro della trave e T.L. = 0.11 << 1 → Verificato

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.109
HE 280 B (EN 10365)	0.104	0.109	0.053	0.109	-	-	-	-	-	0.036	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.109
	0.104	0.109	0.053	0.109	-	-	-	-	-	0.036	

N	normal force	τ	shear stress
Vy, Vz	shear force	$\sigma-v$	principal or von Mises stress
My, Mz	bending	$\sigma-s$	stress in reinforcements
Mtp, Mts	torsion (p/primary and (s)secondary	$\sigma-dyn$	stress range
Mb	warping moment	As-l	longitudinal reinforcements
Ncr	flexural buckling	As-v	transverse reinforcements or concrete shear strength
SCL	cross-section class	crack	crack width
$\sigma-x$	longitud. compressive stress	c/t	stress dependant utilisation level (see AQB Manual 3.3.1)
$\sigma+x$	longitud. tensile stress	Total	most unfavourable utilisation for all checks

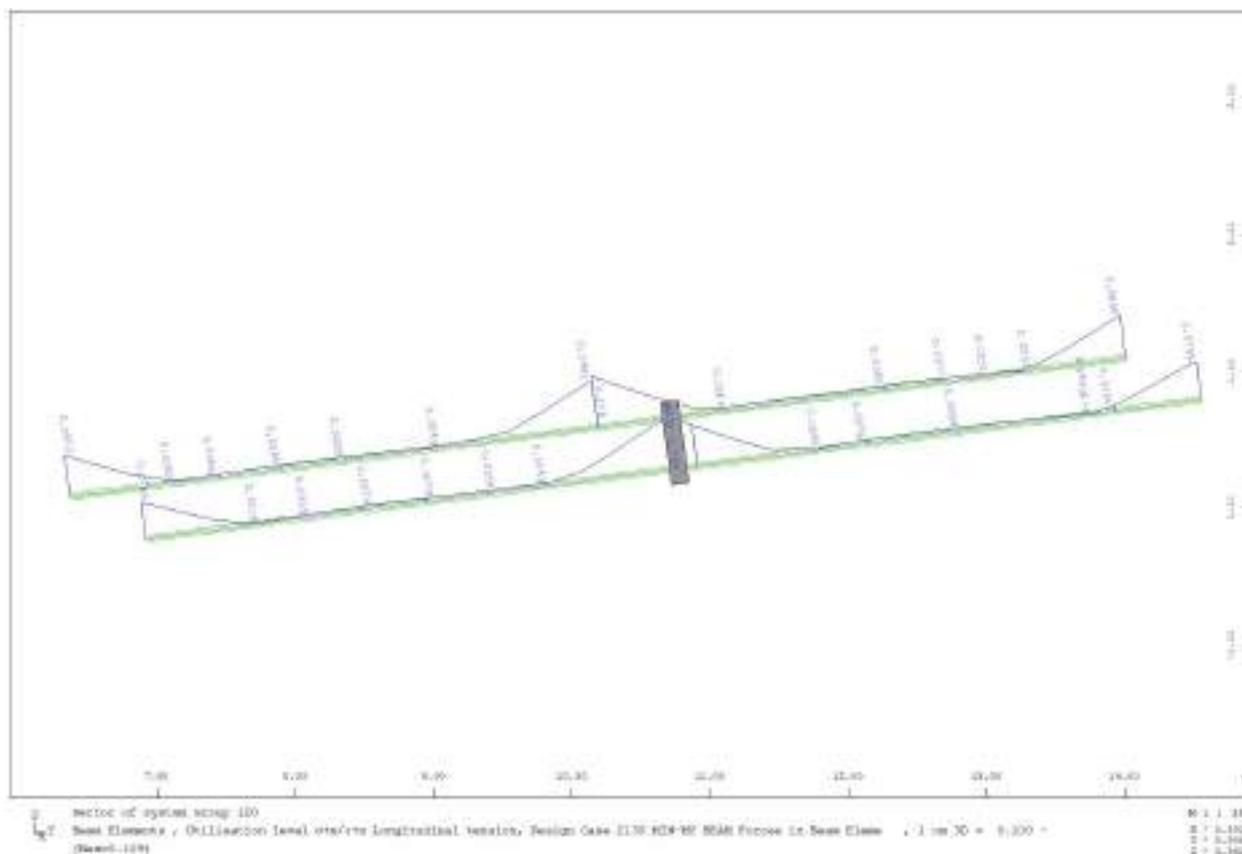


Figure 4-192: – Tasso di lavoro trave HEB-200

Keller

Il grigliato da impiegare presenta le seguenti caratteristiche geometriche e dei materiali:

Acciaio: S235-JR;

Grigliato scelto: sezione barre 30x3mm con interasse barre 33mm.

Il calcolo è stato svolto mediante il la tabella sottoindicata la quale presenta un carico di folla agente a metro quadro di $Q= 6.00 \text{ kN/m}^2$

La luce teorica di calcolo è di $L=1.25 \text{ m}$.

La tabella prende in considerazione per il calcolo della freccia la luce netta tra gli appoggi, cautelativamente per il caso in esame si è assunta la luce netta pari a quella teorica di calcolo.

TABELLA DI PORTATA GRIGLIATO
Classe 1 - folla compatta (portata pedonale) - secondo UNI 11002-1

- D.M. 14 gennaio 2008 - 3.1.4 - tabella 3.1.II - Categoria E
- Carico dinamico 600 daN/m²
- Materiale acciaio S235JR - Sigma snervamento= 23,5 daN/mm² - Sigma confronto= 22,38 daN/mm²
- Freccia max. 5 mm
- Freccia max. 1/200 di Ln

Tabella parte 1

	Interasse barre portanti (mm)													
	11		15		17		22		25		30		33	
	Ln	f	Ln	f	Ln	f	Ln	f	Ln	f	Ln	f	Ln	f
20x2	1129	5,00	1645	5,00	1813	5,00	903	4,65	954	4,40	942	4,27	819	4,05
25x2	1335	5,00	1935	5,00	1987	5,00	1923	5,00	1900	5,00	1836	5,00	1814	5,00
30x2	1581	5,00	1417	5,00	1373	5,00	1287	5,00	1240	5,00	1191	5,00	1163	5,00
35x2	1718	5,00	1590	5,00	1441	5,00	1449	5,00	1406	5,00	1337	5,00	1306	5,00
40x2	1980	5,00	1750	5,00	1704	5,00	1587	5,00	1547	5,00	1478	5,00	1445	5,00
45x2	2079	5,00	1900	5,00	1861	5,00	1746	5,00	1696	5,00	1615	5,00	1577	5,00
50x2	2246	5,00	2075	5,00	2014	5,00	1886	5,00	1826	5,00	1747	5,00	1706	5,00
55x2	1478	5,00	1367	5,00	1325	5,00	1242	5,00	1203	5,00	1156	5,00	1123	5,00
60x2	1686	5,00	1569	5,00	1516	5,00	1426	5,00	1386	5,00	1316	5,00	1287	5,00
65x2	1982	5,00	1760	5,00	1706	5,00	1599	5,00	1549	5,00	1480	5,00	1445	5,00
70x2	2182	5,00	1945	5,00	1889	5,00	1788	5,00	1712	5,00	1616	5,00	1587	5,00
75x2	2396	5,00	2125	5,00	2068	5,00	1931	5,00	1878	5,00	1787	5,00	1745	5,00
80x2	2485	5,00	2300	5,00	2229	5,00	2096	5,00	2024	5,00	1934	5,00	1898	5,00
85x2	2880	5,00	2637	5,00	2566	5,00	2396	5,00	2321	5,00	2217	5,00	2166	5,00
90x2	3189	5,00	2940	5,00	2869	5,00	2688	5,00	2606	5,00	2489	5,00	2438	5,00
95x2	3536	5,00	3272	5,00	3171	5,00	2973	5,00	2888	5,00	2751	5,00	2687	5,00

Per la disponibilità delle barre portanti o dall'interasse barre portanti contattare il produttore. La tabella di portata è stata elaborata applicando una sola impronta sulla mazza dei panni

4.9.4 Verifica a deformazione

i riporta la verifica a deformazione del solaio che deve essere inferiore a quanto descritto al capitolo 11, ovvero secondo quanto previsto orientativamente dalla 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.

Deformazione solaio quota P.C.

Il solaio ha un abbassamento massimo in campata di 3.55mm; Tale valore deve essere depurato dal valore di cedimento complessivo dell’opera dovute al sistema come è vincolato il modello, ovvero costante di sottofondo alla Winkler che permette un abbassamento complessivo dell’opera.

All’estremità il valore di abbassamento è di 1.64mm

Quindi il valore effettivo della freccia per il solaio vale:

$$f_s = 3.55 - 1.64 = \mathbf{1.91\text{mm}} < 22.4 \text{ mm} = 5600/250 \rightarrow \text{Verificato}$$

con L= 5600mm

Luce teorica della campata

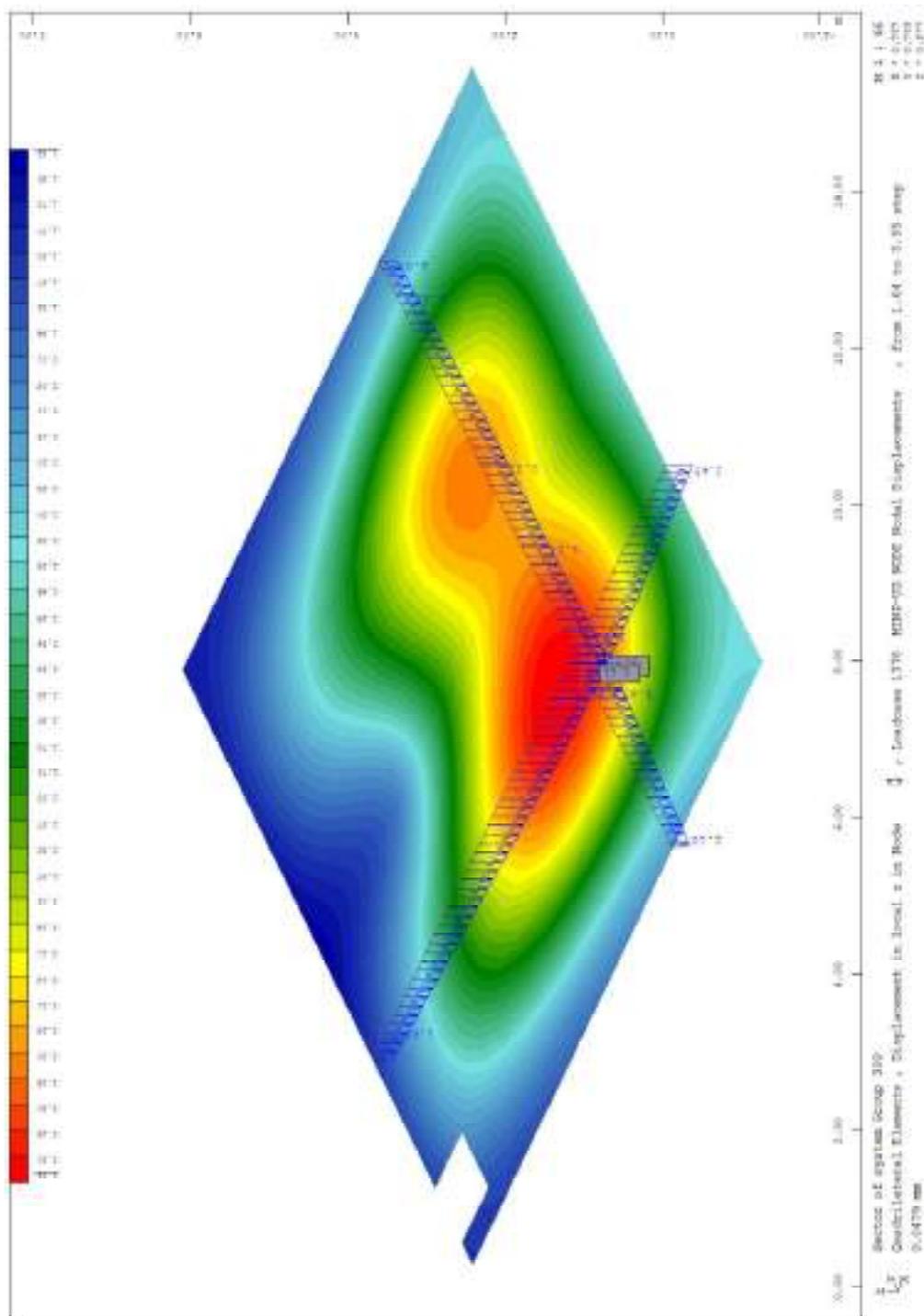


Figure 4-193: – Freccia solaio quota P.C.

Deformazione Trave 50x80

La trave ha un abbassamento massimo in campata di 3.27mm; Tale valore deve essere depurato dal valore di cedimento complessivo dell’opera dovute al sistema come è vincolato il modello, ovvero costante di sottofondo alla Winkler che permette un abbassamento complessivo dell’opera.

All’estremità il valore di abbassamento è di 1.64mm

Quindi il valore effettivo della freccia per il solaio vale:

$$f_s = 3.27 - 1.64 = \mathbf{1.63\text{mm}} < 32.0 \text{ mm} = 8000/250 \rightarrow \text{Verificato}$$

con L= 8000mm

Luce teorica della travata

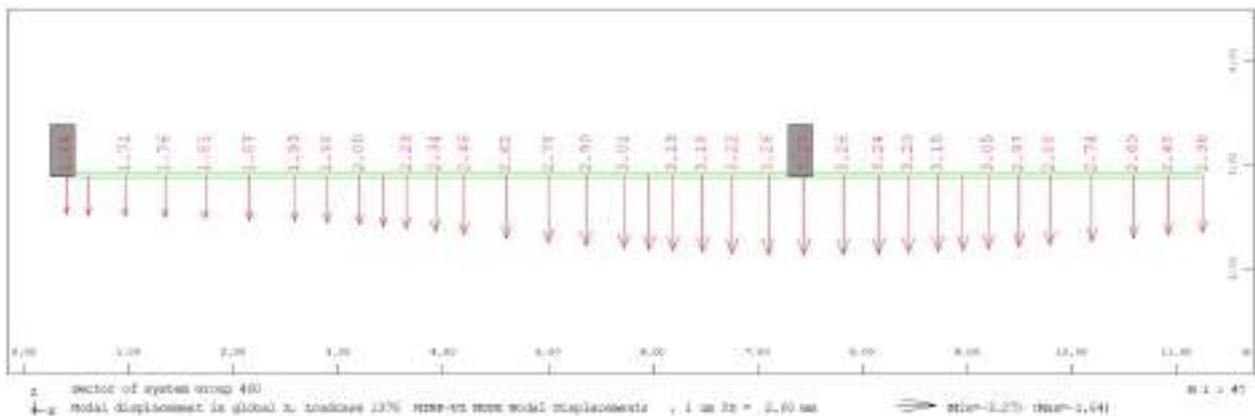


Figure 4-194: – Freccia Trave 50x80

Deformazione Trave HEB-200

La trave ha un abbassamento massimo in campata di 2.58mm; Tale valore deve essere depurato dal valore di cedimento complessivo dell’opera dovute al sistema come è vincolato il modello, ovvero costante di sottofondo alla Winkler che permette un abbassamento complessivo dell’opera.

All’estremità il valore di abbassamento è di 2.20mm

Quindi il valore effettivo della freccia per il solaio vale:

$f_s = 2.58 - 2.20 = \mathbf{0.38 \text{ mm}} < 22.4 \text{ mm} = 5600/250 \rightarrow \text{Verificato}$

con $L = 5600 \text{ mm}$

Luce teorica della travata

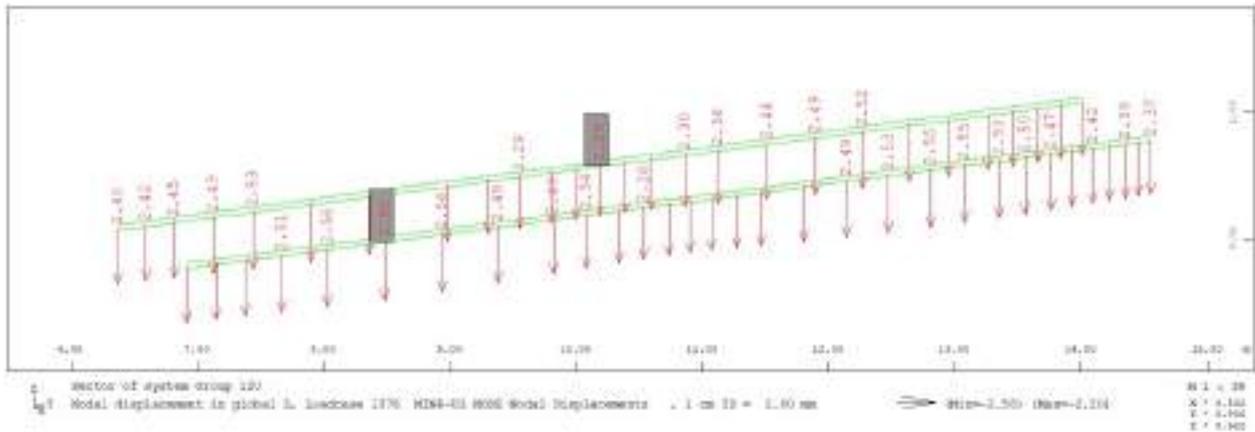


Figure 4-195: – Freccia Trave HEB-200

4.9.5 Verifica di compensazione

Si riporta la verifica a compensazione del terreno.

Questa verifica qualora verificata permette di omettere le verifiche di capacità portante del terreno.

Essa consiste nel verificare se la nuova opera in operatività ha un peso superiore del volume di terreno esportato.

Il peso della struttura in C.A. viene ricavato dal software di calcolo e vale:

Summary of beam elements
Groups

Grp	TotLength [m]	Max.Length [m]	TotVolume [m3]	TotWeight [t]	Surface [m2]	As-Flex. [t]	As-Shear [t]
100	3.380	0.640	0.825	2.063		0.619	0.002
110	3.380	0.585	0.485	1.138		0.612	0.000
120	17.060	0.700	0.131	1.041	18.508	0.600	0.000
400	10.350	0.700	0.340	0.890		0.332	0.028
Sum	34.450		5.781	10.102	18.508	0.263	0.030

Grp: primary group number

Anchorage and laps are not contained within the given masses.

Summary of quadrilateral elements
Groups

Grp	TotArea [m2]	TotVolume [m3]	TotWeight [t]	As-Flex. [t]	As-Shear [t]	Material
10	83.193	33.277	83.193	0.582	0.000	1
20	16.828	6.733	16.828	0.090	0.000	1
30	7.431	3.716	8.209	0.045	0.000	1
40	22.707	9.115	21.707	0.170	0.000	1
50	5.100	2.500	6.375	0.040	0.000	1
60	48.450	19.300	48.450	0.181	0.000	1
70	18.650	4.754	18.650	0.048	0.000	1
80	17.300	6.966	17.300	0.058	0.000	1
90	18.670	4.193	18.670	0.063	0.000	1
100	130.110	74.074	187.434	0.706	0.000	1
100	110.174	54.852	87.131	0.700	0.000	1
900	79.743	2.974	0.000	0.000	0.000	4
Sum	504.497	102.955	495.962	2.652	0.000	

Grp: primary group number

A questo peso va aggiunto quello che è stato implementato nel modello come carico, ovvero:

Carico copertura: 0.15 kN/m²
 Metri quadri copertura: 10 x 1.70 m = 17.00 m²
 carico terreno su solaio quota P.C.: 10.00 kN/m²
 carico massetto + guaina: 3.05 kN/m²
 Metri quadri solaio quota P.C.: 108.5 m²
 Peso complessivo struttura: **W_s = (17 x 0.15 + 13.05 x 110)kN + 5152 kN = 6590.1 kN**

A questi si aggiungono i carichi variabili come:

Carico dell'acqua nell'invaso: 18.60 kN/m²
 Metri quadri solaio quota 408.1 m.s.l.m.: 88.00 m²
 Carico variabile manutenzione su copertura: 1.00 kN/m²
 Carico Neve su copertura: 1.17 kN/m²

Metri quadri copertura: 10 x1.70 m=	17.00 m ²
Carico variabile manutenzione su solaio P.C.:	1.00 kN/m ²
Carico Neve su solaio quota P.C.:	1.17 kN/m ²
Metri quadri solaio quota P.C.:	108.5 m ²
Carico variabile su solaio keller:	3.00 kN/m ²
Metri quadri solaio Keller:	17.00 m
Peso complessivo carichi variabili:	
W_v=(18.60 x 88.00 + 2.17 x 17 + 2.17 x 108.5 +3.00x17.00)kN =1963.4 kN	

Il peso sopra deve essere inferiore a quello del volume di terreno esportato.

Area in pianta della struttura:	143.25 m ²
Altezza scavo di terreno:	3.75 m
Volume di terreno	V= 143.25 x 3.75 =537.20 m ³
Peso specifico del terreno	γ=20 kN/m ³
Peso di terreno esportato:	
W_t= 537.20 m³ x 20 kN/m³ =10743.75 kN	

$$\mathbf{W_t = 10743.75 \text{ kN} \gg W = W_s + W_v = 8553.5 \text{ kN}}$$

La verifica risulta essere soddisfatta quindi si omette la verifica di capacità portante, poiché il terreno non sta subendo una variazione dello stato tensionale.

4.10 RIEPILOGO DELLE GEOMETRIE DELLE ARMATURE, INCIDENZE E CARPENTERIA METALLICHE

L’opera presenta le seguenti geometrie armate nel seguente modo che hanno la seguente incidenza, riportata sotto in modo tabellare.

MANUFATTO DI DERIVAZIONE

ELEMENTO	Spessore [cm]	Incidenza [kg/m³]
Fondazione	55	110
Muri perimetrali	40	200
Setto perimetrale	50	160
Setto invaso	30	165
Soletta	30	125
	Dimensione bxh [cm]	Incidenza [kg/m³]
Trave	50x80	200
Pilastro	50x50	140
Pilastro	50x30	160

Carpenteria metallica

MANUFATTO DI DERIVAZIONE		
ELEMENTO	Sezione	Acciaio
Trave	HEB-200	S235

Grigliato/Keller

MANUFATTO DI DERIVAZIONE			
ELEMENTO	Sezione barre [mm]	Interasse barre [mm]	Acciaio
Grigliato/Keller	30x3	33	S235-JR

5 NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del Nuovo Manufatto di Partenza NMP nell'area delle sorgenti. Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno quindi 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.

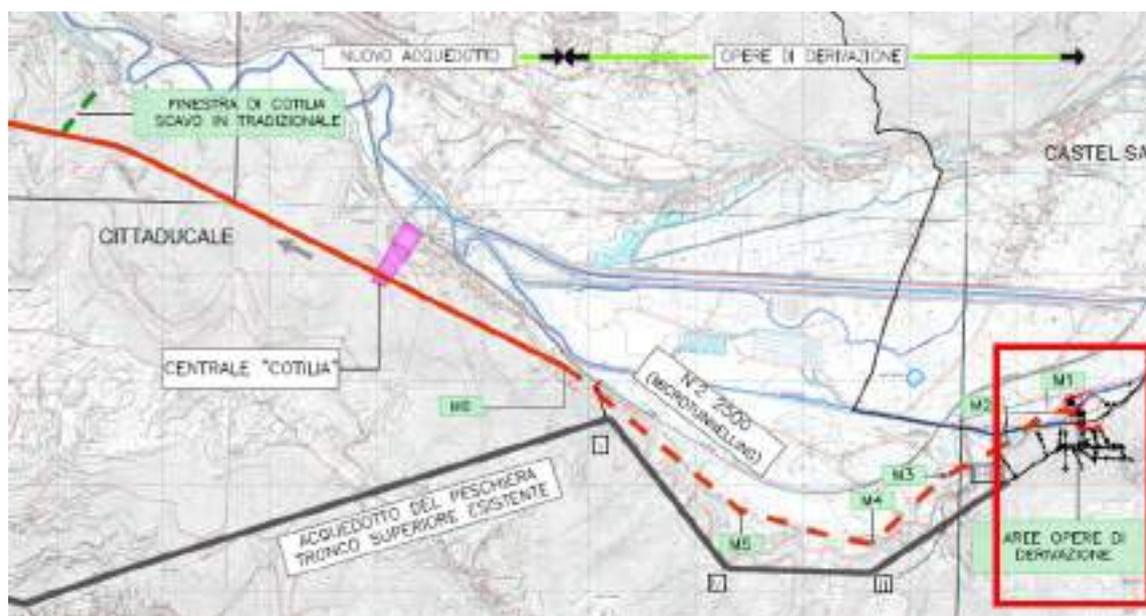


Figure 5-1: Planimetria generale

5.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, è stato utilizzato 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:



Figura 5.2 - Licenza SAP 2000

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



Figura 5.3 - Licenza RC-SEC

5.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figure 5-3: Ubicazione sondaggio di riferimento S0

Nella figura seguente viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

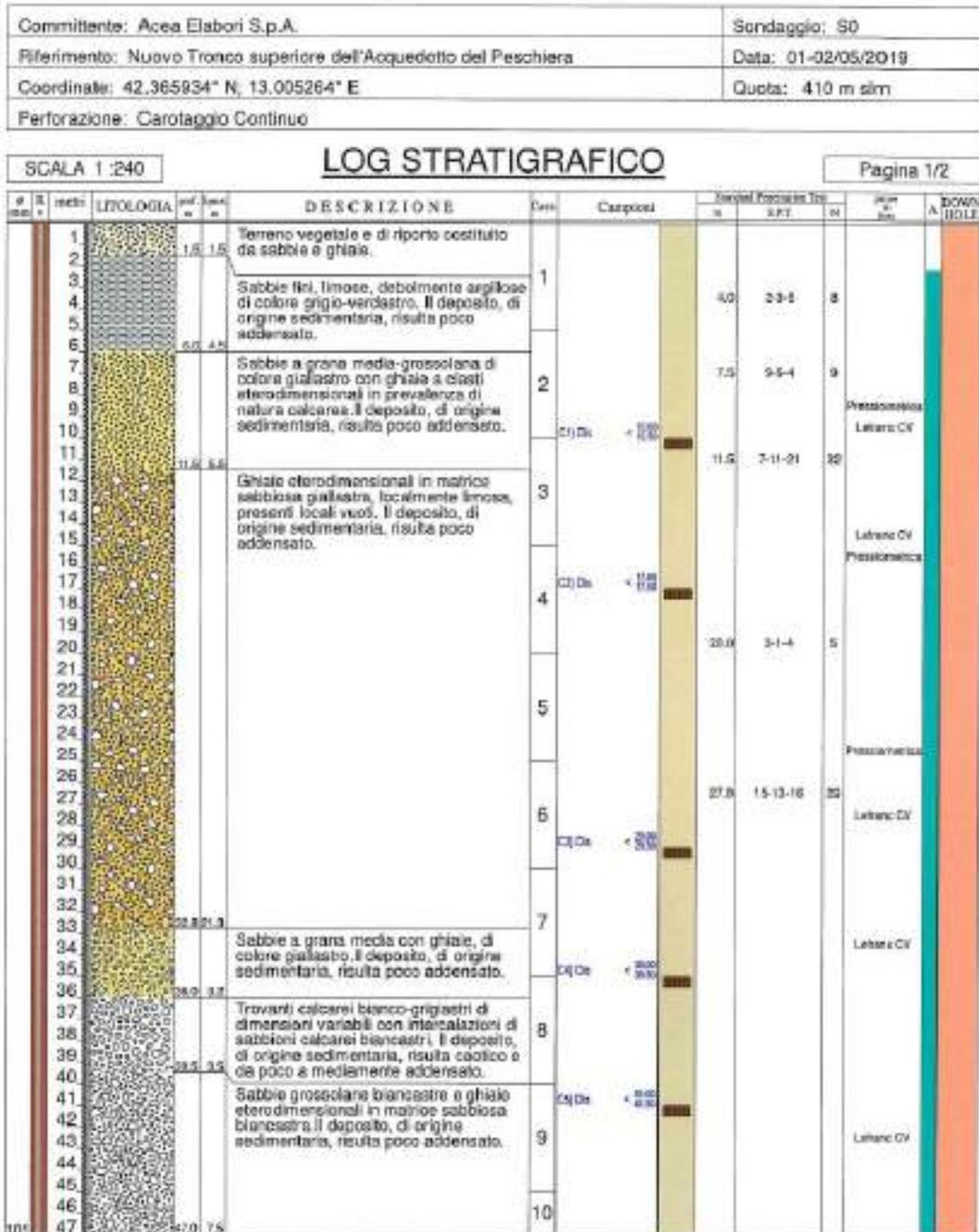


Figure 5-4: Scheda stratigrafica del sondaggio S0

5.2.1 Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (Standard Penetration Test), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N ₆₀
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

Figure 5-5: Risultati prove SPT - Sondaggio S0

5.2.2 Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Effettivo			Caratteristiche fisiche							Lavori di consistenza				Comprimibilità				Viscosità			Elasticità				
Sped. n°	Camp. n°	Profondità (m)	w %	f (kN/m²)	Por. (kN/m³)	D ₁₀ (mm)	Indice plastico	Plasticità %	Sc. %	LL %	LP %	IP %	IC %	σ _v (kN/m²)	σ _h (kN/m²)	U ₁₀₀ %	Agglo. %	σ ₁ (kN)	σ ₂ (kN)	σ ₃ (kN)	σ _{1/2} (kN)	σ _{1/3} (kN)	σ _{1/4} (kN)	σ _{1/5} (kN)	
S0	C1	10.00 - 10.90	22.3			28.0			24.0	28.1	6.8	0.51	8.3	67.6	21.7	3.9									
S0	C2	17.00 - 17.90	16.4			26.6								61.9	34.2	2.6	1.8								
S0	C3	26.00 - 26.90	18.8			28.2								61.6	38.7	3.1	1.2								
S0	C4	35.00 - 35.90	24.2			25.2								31.2	28.4	3.8	1.8								
S0	C5	41.00 - 41.90	18.8			28.2								27.2	28.4	2.6	1.7								

Figure 5-6: Risultati delle prove di laboratorio

Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_s (kN/m ³)	v_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
0,0 - 5,5	Terrano vegetale e di riporto a sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	18,0	190	25	0	2,0
5,5 - 11,5	Sabbia a grana media grossolana con ghiaie <u>sterodimensionali</u>	18,5	421	30 - 32	0	4,0
11,5 - 22,5	Ghiaie <u>sterodimensionali</u> in matrice sabbiosa, localmente limosa	19,0	600	33 - 36	0	6,0 - 16,0
22,5 - 32,5		19,0	470			
32,5 - 36,0		18,5	546			
36,0 - 40,5	Sabbie grossolane e ghiaie <u>sterodimensionali</u> calcaree	19,5	678	35 - 38	0	10,0 - 12,0
40,5 - 45,0		19,5	415			
45,0 - 52,5	Ghiaie <u>sterodimensionali</u> in matrice sabbiosa	19,5	600	35 - 38	0	12,0 - 14,0
52,5 - 60,0	Trovanti calcarei <u>sterodimensionali</u> con intercalazioni di sabbioni calcarei	20,0	700	38	0	14,0 - 16,0
> 60,0	Calcani micrlici a ridotta componente massosa	26,0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

Categoria di Sottosuolo: C (286 m/s)

*Valore riferito alla frazione fine

Figure 5-7: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo

5.2.3 Prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico down-hole viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Profondità	V _s medio	V _h medio	q medio	n _f medio	G medio	Ed medio	E medio	Ex medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/m ²)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	94.40	14.44	0.22	4.36	12.34	10.83	8.34
5.58	172.41	182.14	18.27	0.24	62.13	258.73	166.83	176.89
11.86	875.87	420.91	26.98	0.35	378.95	1640.91	1823.06	1135.64
22.88	1236.81	599.56	21.72	0.35	796.14	3387.06	2143.86	2326.34
33.25	1053.86	476.08	26.09	0.38	472.78	2376.18	1309.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3896.40	1885.69	2903.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.64	902.07	413.8	21.13	0.37	372.84	1754.87	1617.93	1257.74

V_{s,eq} [m/sec] (H=10.00 m): 256.4
Categoria del suolo C

Figure 5-8: Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

5.3 INQUADRAMENTO SISMICO

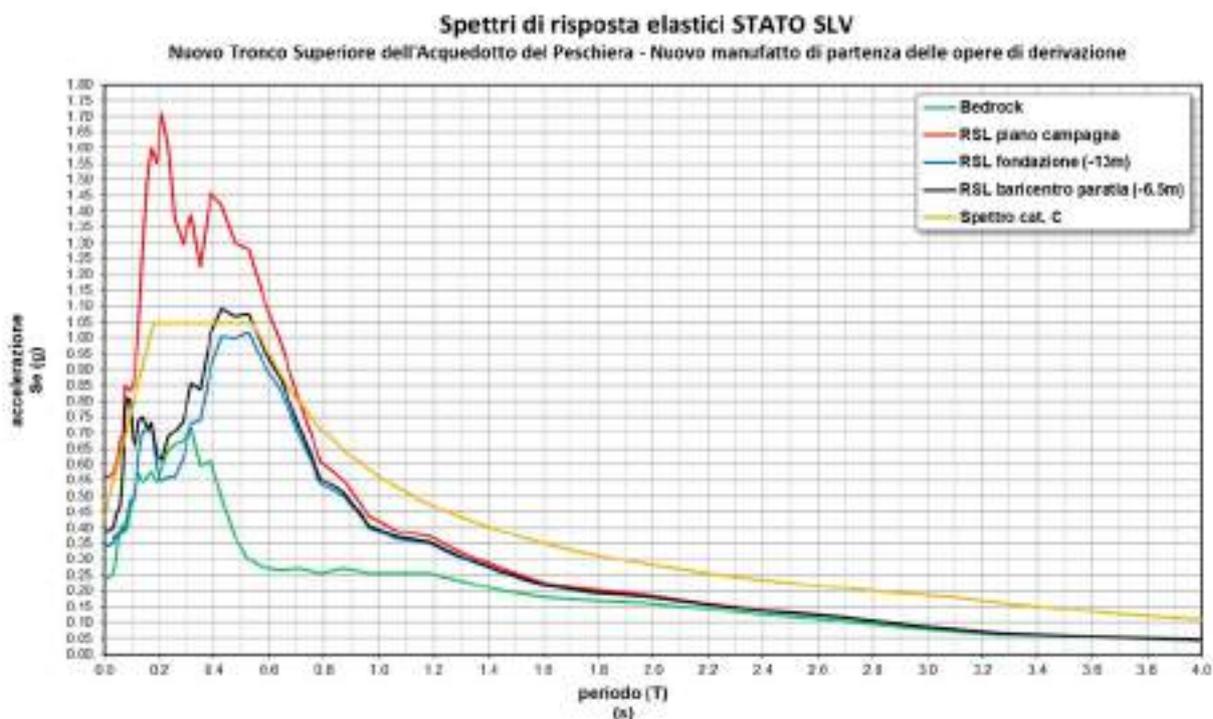
Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si assume un valore di VN pari a 100 anni. Vista la rilevanza che l’opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d’uso IV. 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: 13.005226°
 Lat: 42.365998°
- Quota Zero sismico: 410m 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:



5.4 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 e platee di fondazione. I pilastri nella camera di invaso superficiale e nella struttura fuori terra sono stati modellati come elementi “frame”. Di seguito il modello FEM della struttura:

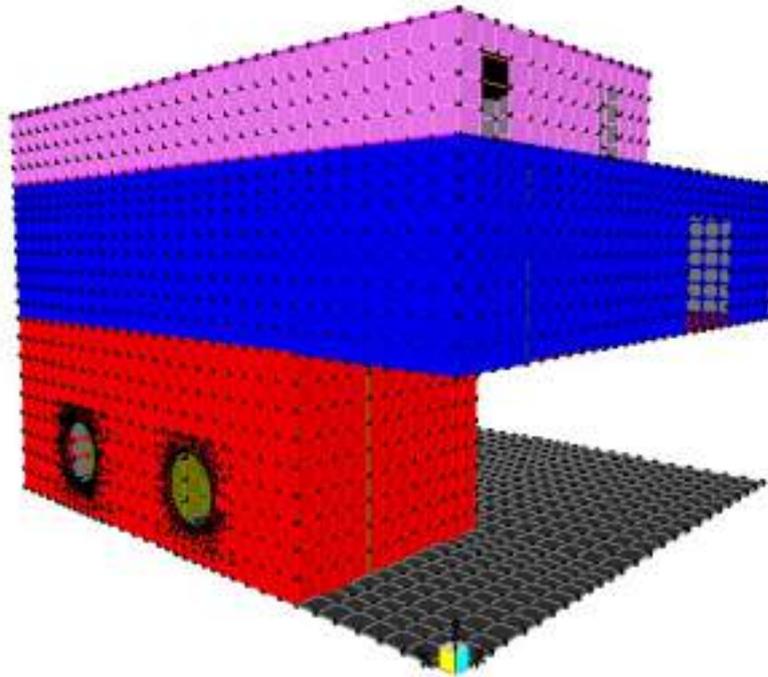


Figure 5-9: Vista estrusa del modello sud-ovest

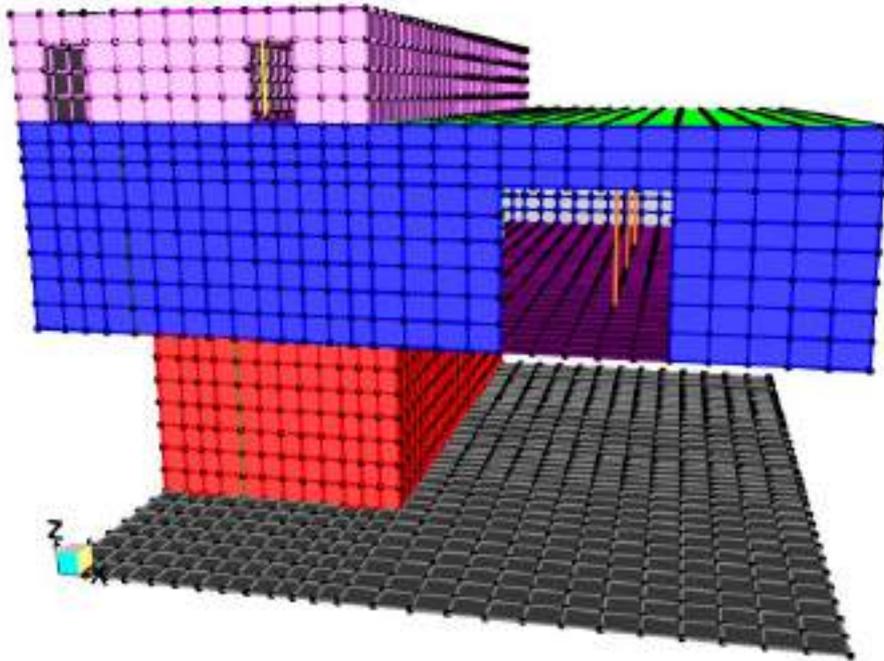


Figure 5-10: Vista estrusa del modello sud

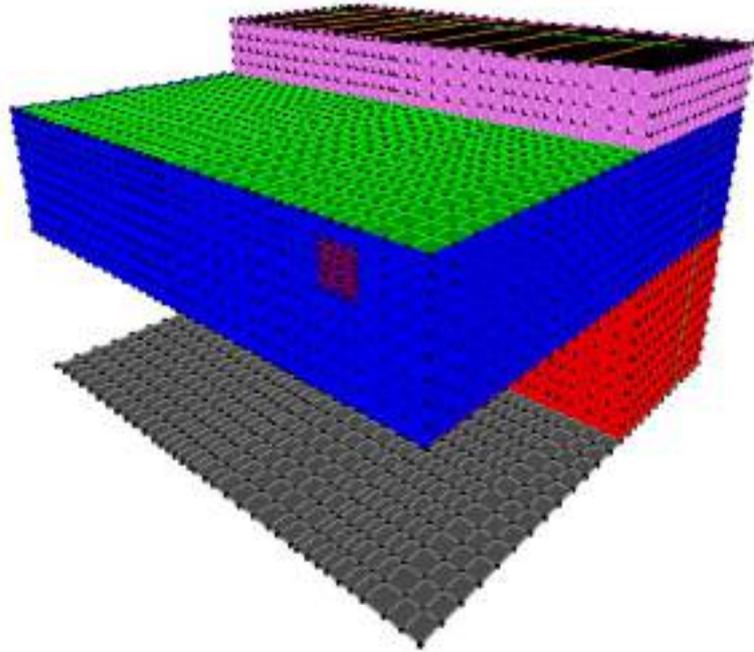


Figure 5-11: Vista estrusa del modello nord - est

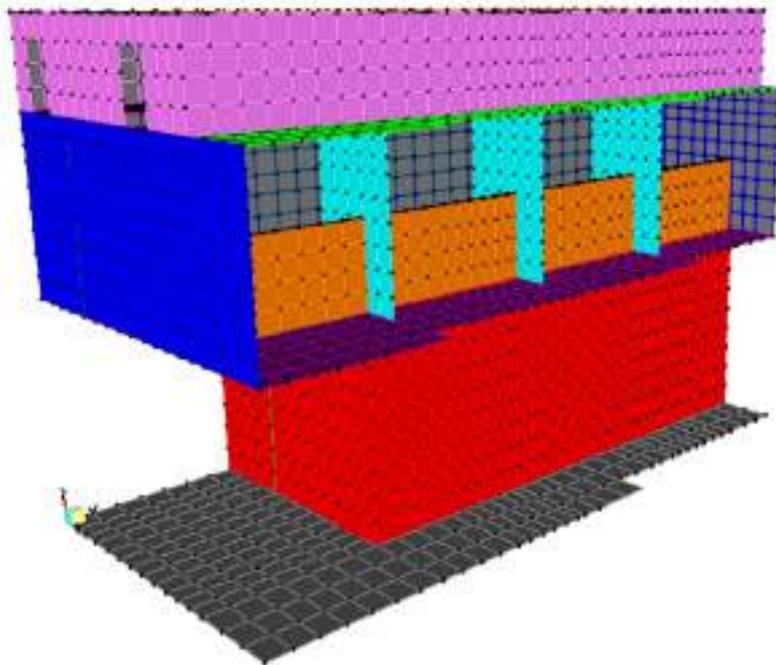


Figure 5-12: Spaccato in corrispondenza del setto su cui poggia la paratoia

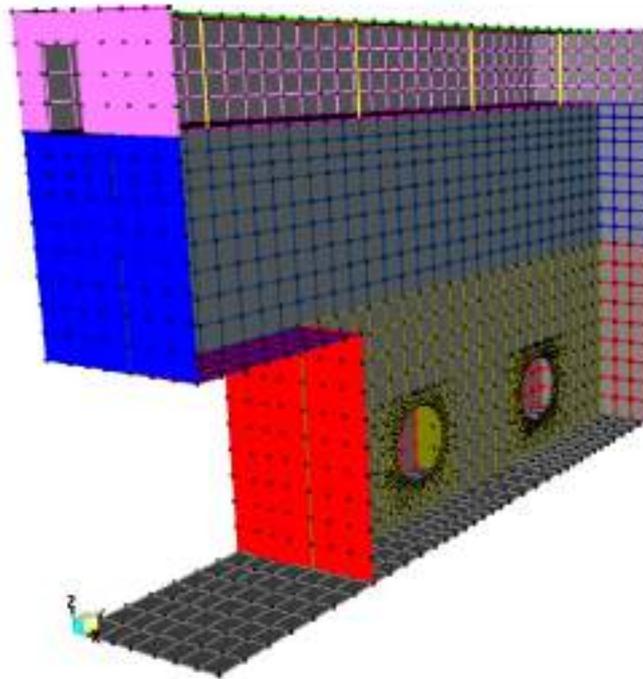


Figure 5-13: Spaccato in corrispondenza del setto interno di arrivo del MT

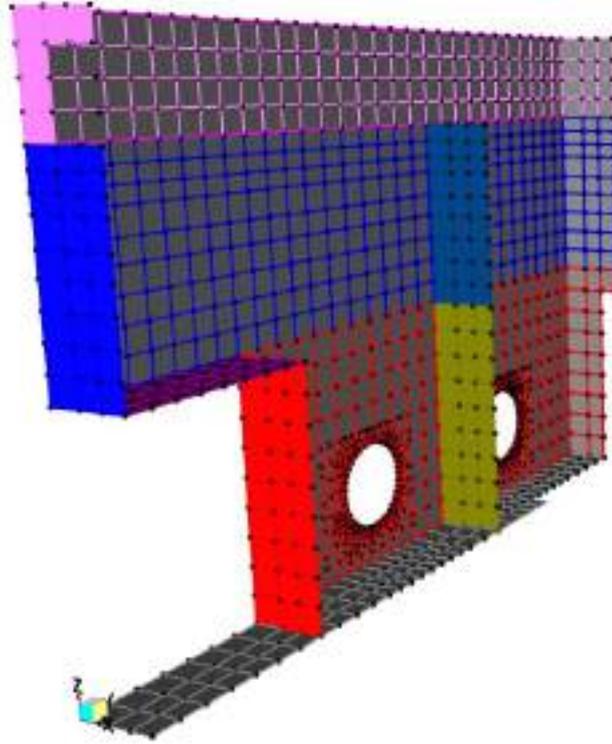


Figure 5-14: Spaccato in corrispondenza del setto esterno di arrivo del MT

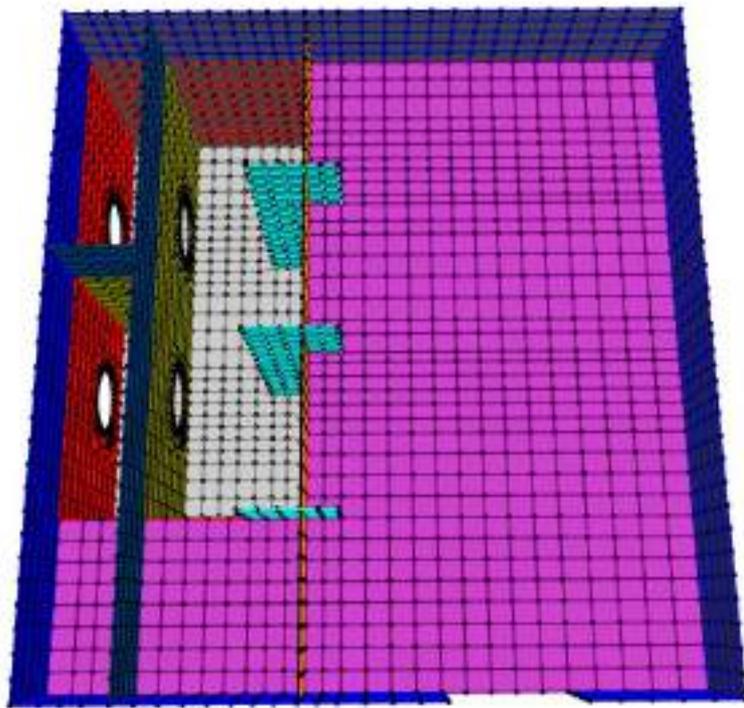


Figure 5-15: Vista dall’alto

5.5 ANALISI DEI CARICHI

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

5.5.1 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.).

5.5.2 Azioni in copertura

Si distinguono di seguito le azioni applicate alla copertura per la struttura fuori terra e le azioni applicate alla copertura della struttura interrata ovvero della camera di raccolta delle portate derivate dal canale esistente e dalla centrale esistente.

Copertura struttura fuori terra

PESO PROPRIO

La copertura della struttura fuori terra sarà realizzata con moduli in lega di alluminio per i quali è stato considerato un peso di 0.15 kN/m² secondo indicazioni del produttore. Si riporta di seguito l'applicazione al modello:

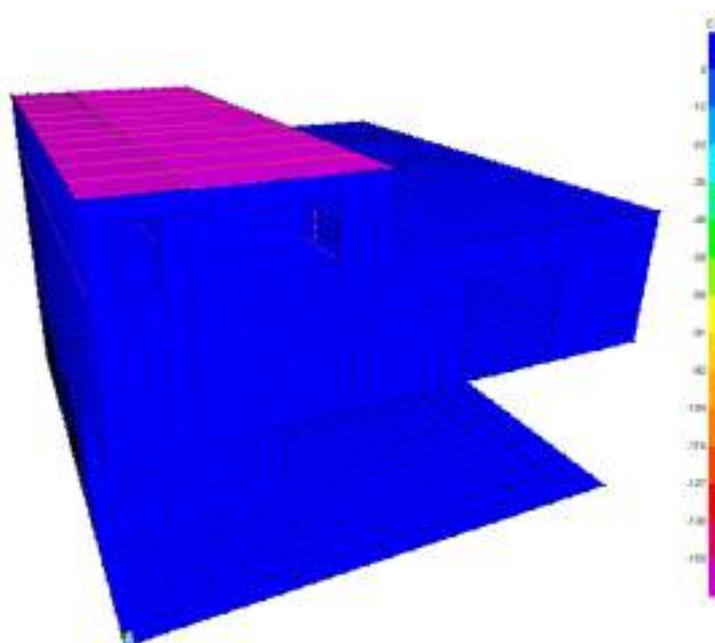


Figure 5-16: Caso di carico "Peso proprio Pannelli di copertura"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00$ kN/m²
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.17$ kN/m²

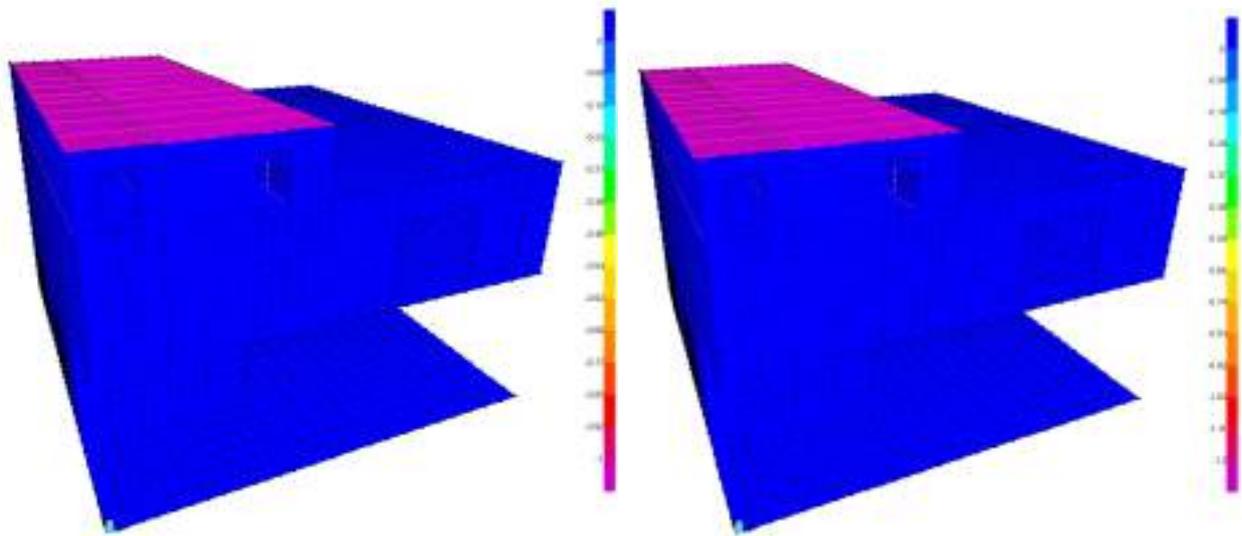


Figure 5-17: Caso di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ " e "Neve $Q_{k,2}$ "

Copertura struttura interrata

Per la struttura interrata, oltre al peso proprio valutato automaticamente dal software di calcolo, si considerano i seguenti carichi:

Ricoprimento terreno a piano campagna

Si ipotizza un ricoprimento di 50cm al di sopra della copertura:

- Ricoprimento: $20 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$

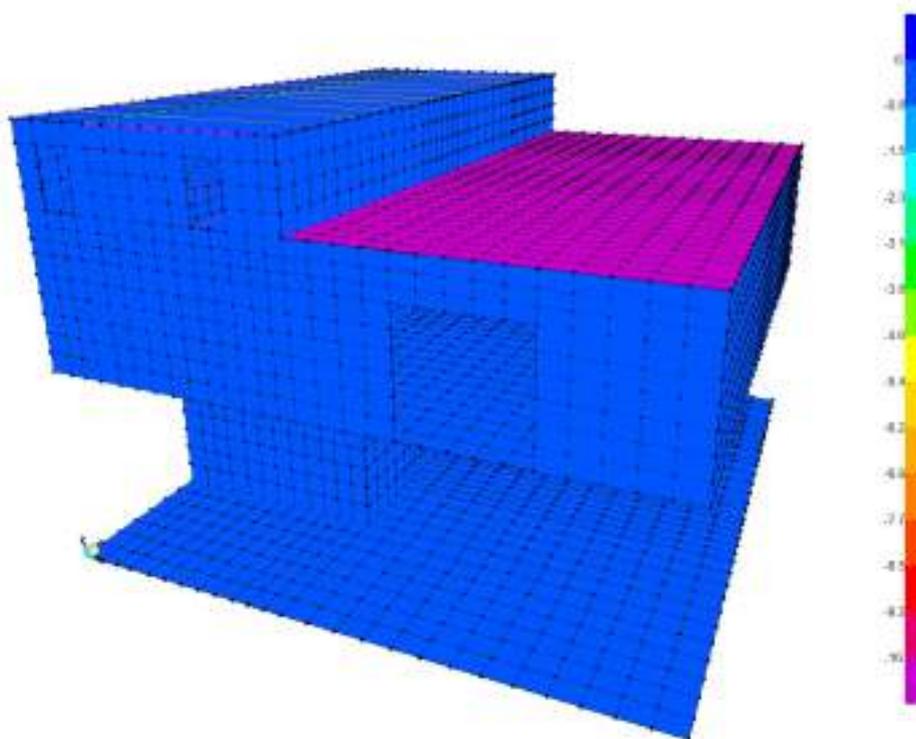


Figure 5-18: Caso di carico "Ricoprimento solaio a piano campagna"

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

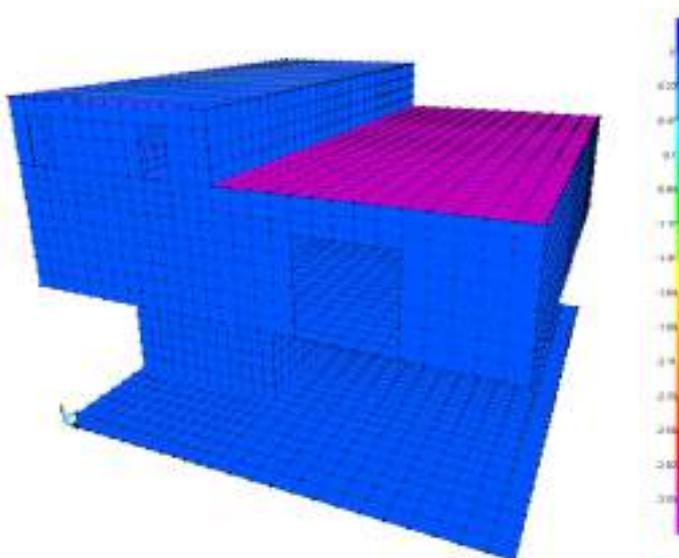


Figure 5-19: Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1} = 1.00$ kN/m²
- Carico neve in copertura $Q_{k,2} = 1.17$ kN/m²

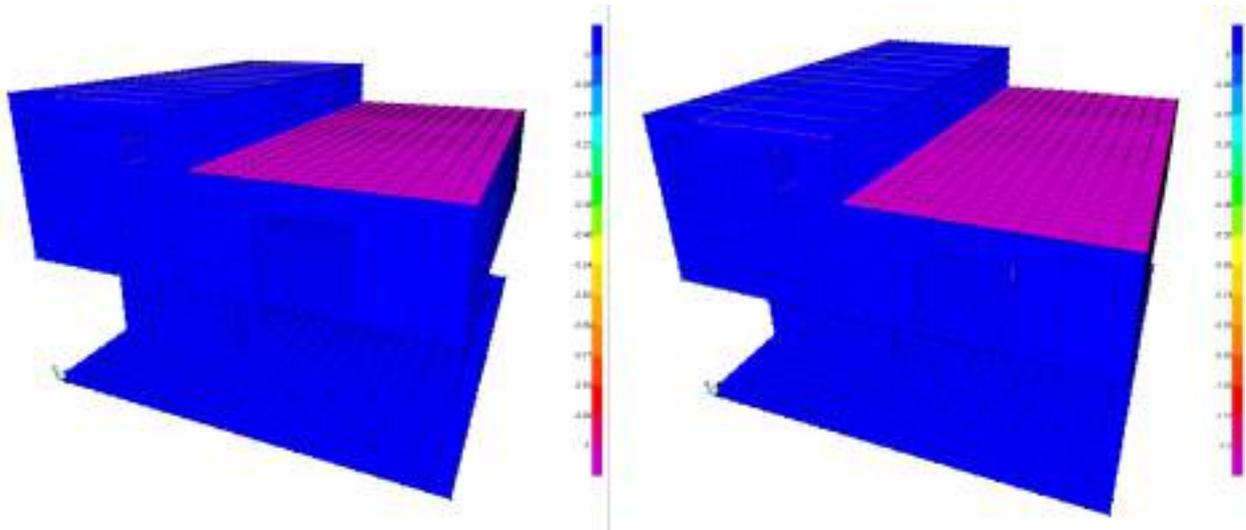


Figure 5-20: Caso di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ " e "Neve $Q_{k,2}$ "

5.5.3 Azioni orizzontamento interno a quota piano campagna

Per il pozzo (struttura profonda sul lato sinistro di partenza del microtunneling) a quota piano campagna, si prevede di realizzare dei piani orizzontali di camminamento per mezzo di grigliati keller. Si considera quindi il peso proprio dei grigliati keller e un carico accidentale di folla:

- Peso proprio grigliato keller=1.00 kN/m²
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,3} = 3.00$ kPa

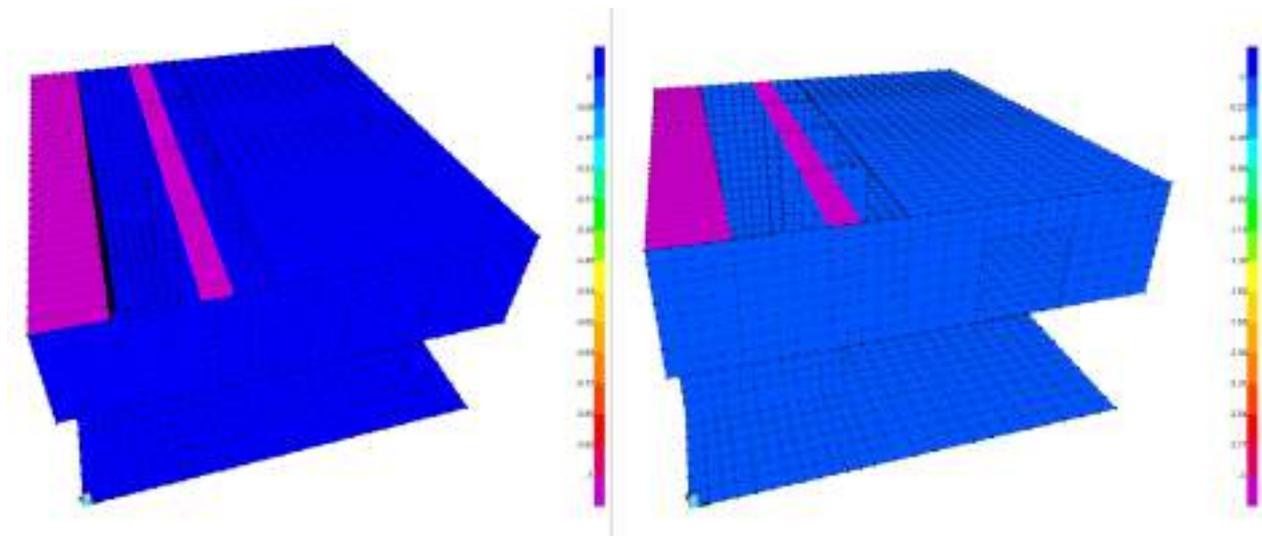


Figure 5-21: Caso di carico "Peso proprio keller" e "Folla"

5.5.4 Paratoia a ventola

Al fine di regolare la quota idraulica di invaso, verrà installato un sistema di paratoie a ventola per il quale, il carico corrispondente applicato al modello è pari a 12kN/m. Tale carico è applicato come carico distribuito sul setto che separa la camera di invaso dal pozzo:

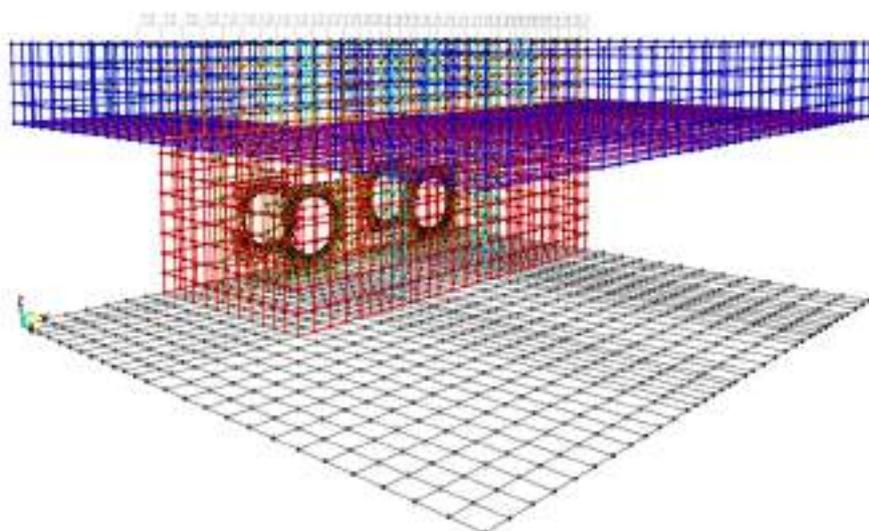


Figure 5-22: Caso di carico "Paratoia a ventola"

5.5.5 Azioni in fondazione

ACQUA INVASO FONDAZIONE A QUOTA 405m s.l.m.

Per la camera di invaso a quota 405m s.l.m, viene considerata una pressione verticale dovuta al peso dell’acqua tenendo conto di un tirante idraulico massimo pari a 3.90m:

- Peso verticale acqua di invaso= $\gamma_w \times h = 10 \times 3.90 = 39 \text{ kN/m}^2$;

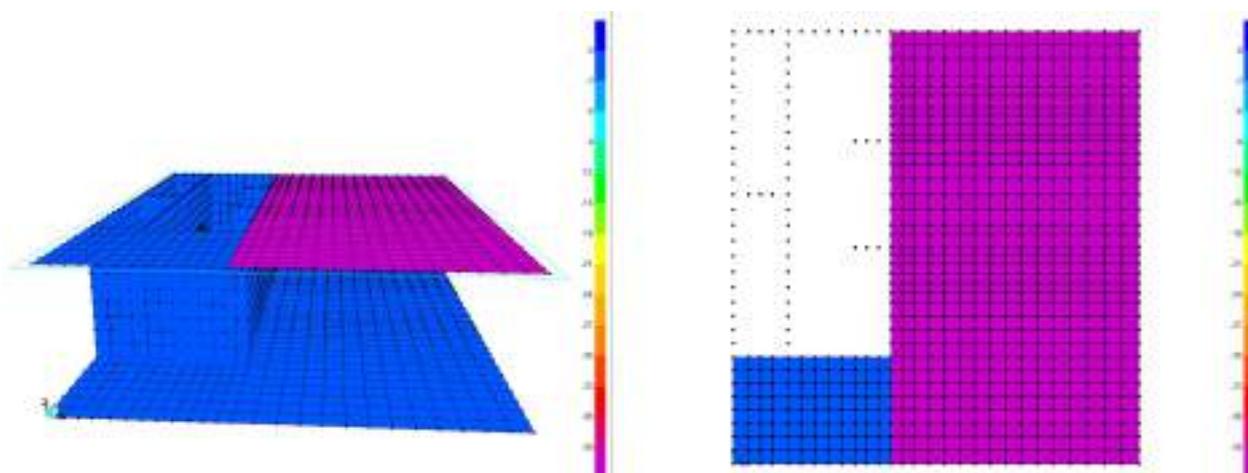


Figure 5-23: Caso di carico "Peso verticale acqua di invaso"

ACQUA INVASO FONDAZIONE A QUOTA 398m s.l.m.

Analogamente, per il piano di fondazione a quota 398m s.l.m. si considera il peso dell'acqua relativo ad un tirante massimo di 10.90m:

- Peso verticale acqua di invaso= $\gamma_w \times h = 10 \times 10.90 = 109 \text{ kN/m}^2$;

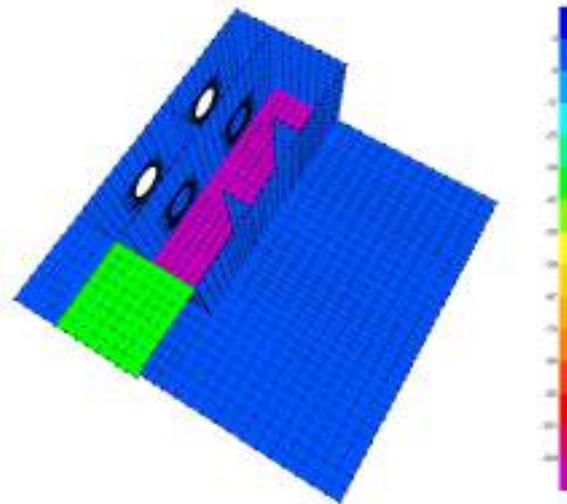


Figure 5-24: Caso di carico "Peso verticale acqua di invaso nel pozzo"

Si noti che per le mesh verdi, a quota 405m s.l.m., su cui è applicata una pressione di 39 kPa, la pressione dell'acqua è valutata con riferimento ad un tirante di 3.90m.

RITOMBAMENTO TERRENO A QUOTA 398m s.l.m.

Sul piano di fondazione a quota 398m s.l.m., si considera la pressione verticale del terreno che viene ritombato su di essa. Il terreno considerato è quello relativo allo strato 2 con un peso di 18kN/m³. Lo spessore è quello compreso tra l’intradosso della soletta superiore e l’estradosso della soletta inferiore pari a 6.00m:

- Ritombamento = $\gamma \times h = 18.50 \times 6.00 = 111 \text{ kN/m}^2$;

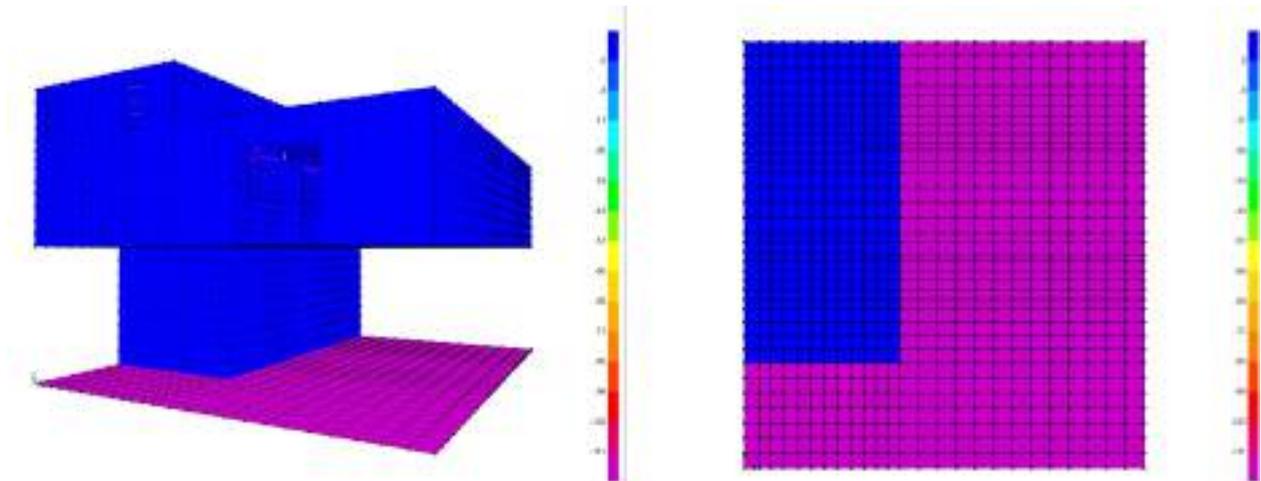


Figure 5-25: Caso di carico "Terreno di ritombamento"

5.5.6 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 (Qf, quota della falda):

per profondità $z < Q_f$:

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

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_0(\gamma_{sat} \cdot Q_f + \gamma'(z - Q_f))$$

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 = $1 - \sin\phi$.

Si riporta di seguito l’andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchio riepilogativo del calcolo delle stesse:

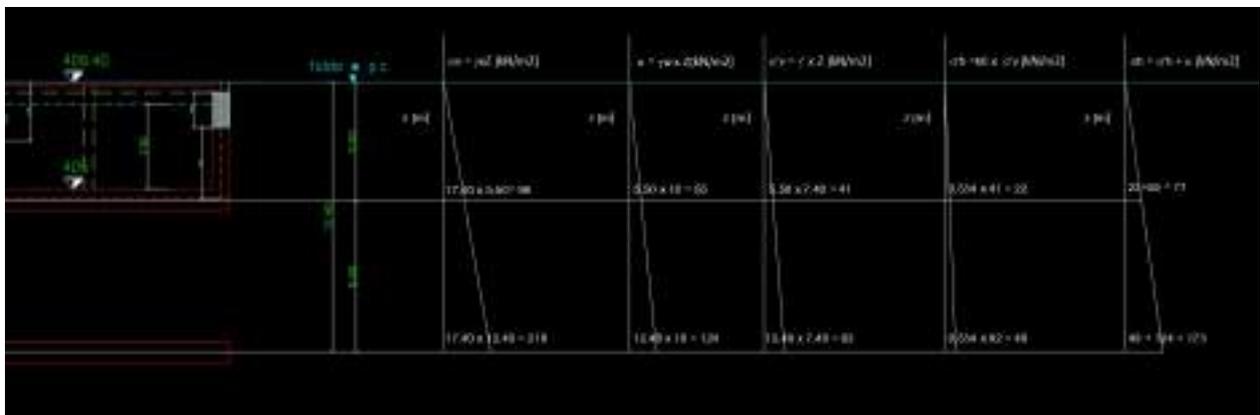


Figure 5-26: Andamento tensioni orizzontali totali

	spessore [m]	γ [kN/m ³]	γ mediato [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	ϕ [°]	ϕ mediato [°]	c' [kPa]	k_0	σ_v [kPa]	u [kPa]	σ_v' [kPa]	σ_h [kPa]	σ_h' [kPa]
strato 1	5.50	16	17.4	10	25	27.8	0	0.534	96	55	41	21.70	77
strato 2	6.90	18.5	17.4	10	30	27.8	0	0.534	216	124	92	48.93	173

Figure 5-27: Andamento tensioni orizzontali totali

SI riporta di seguito l’applicazione nel software di calcolo:

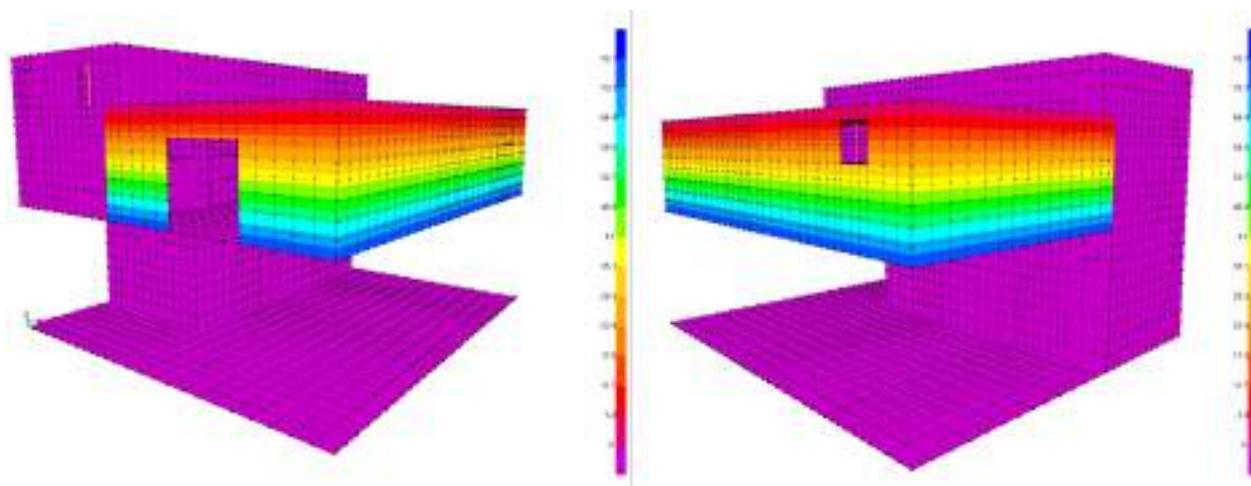


Figure 5-28: Spinta del terreno lato camera invaso

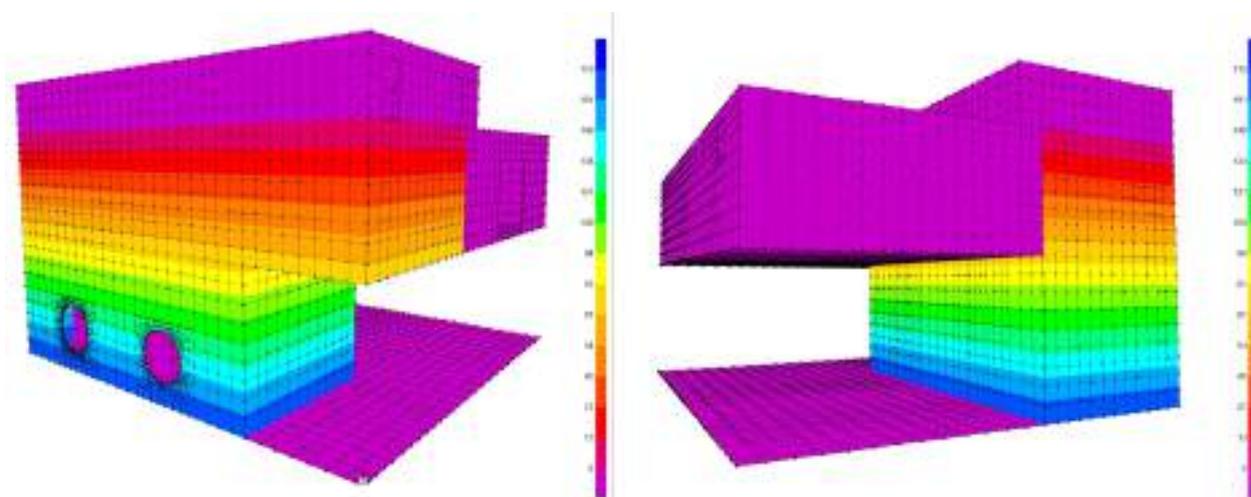


Figure 5-29: Spinta del terreno lato pozzo

5.5.7 Spinta statica dell'acqua d'invaso

All'interno del manufatto è presente un tirante d'acqua che in condizioni di esercizio risulta pari ad 10.90m rispetto all'estradosso del piano di fondazione a quota 398m s.l.m e 3.90m rispetto all'estradosso del piano di fondazione a quota 405m 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 presente in entrambi gli invasi (per tale condizione sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche);
- condizione di scarico 1: manufatto tutto vuoto;
- condizione di scarico 2: invaso sinistro pieno ed invaso destro vuoto;
- condizione di scarico 3: invaso destro pieno ed invaso sinistro vuoto.

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:

- invaso superiore: $\gamma_w \times z = 10 \times 3.90 = 39$ kPa;
- invaso inferiore: $\gamma_w \times z = 10 \times 10.90 = 109$ kPa;

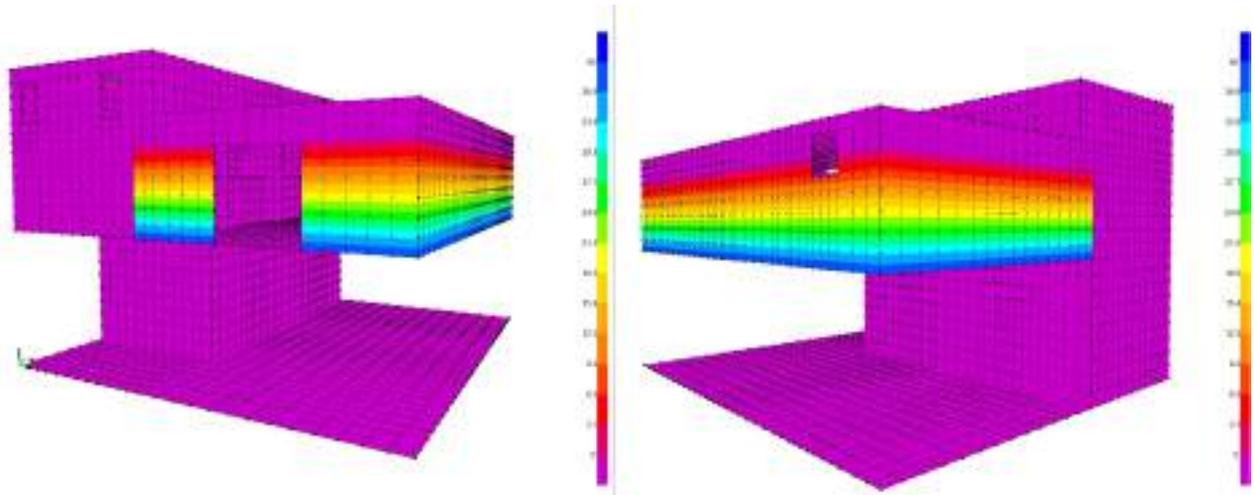


Figure 5-30: Caso di carico "spinta orizzontale acqua di invaso sx "

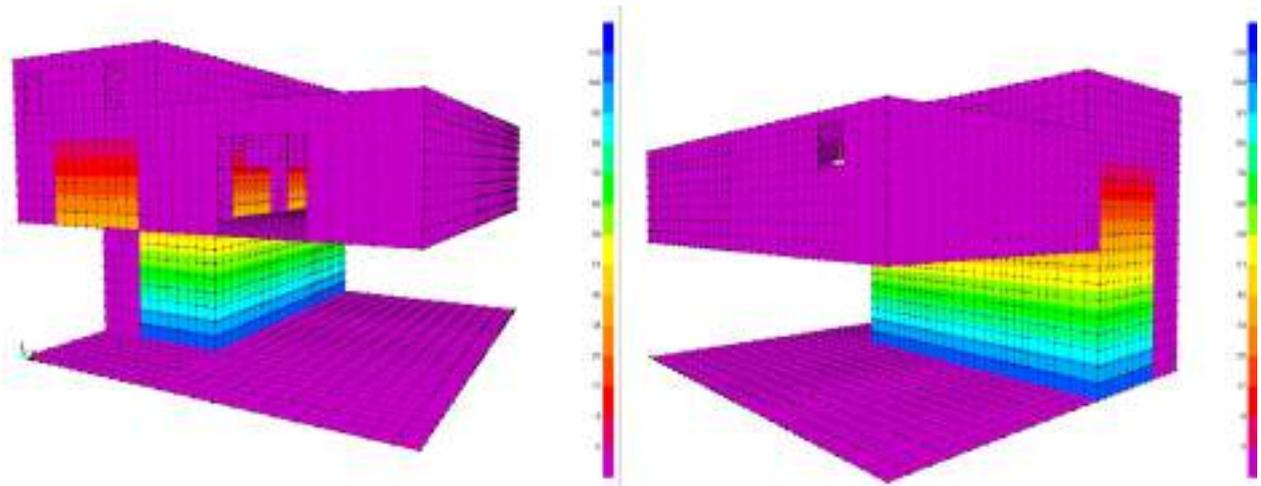


Figure 5-31: Caso di carico "spinta orizzontale acqua di invaso dx "

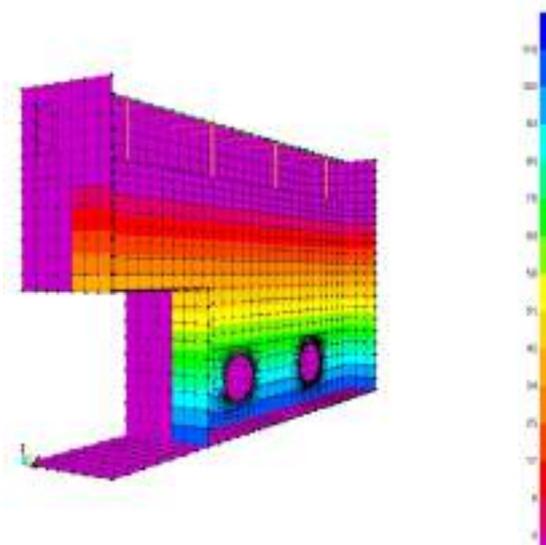


Figure 5-32: Caso di carico "spinta orizzontale acqua di invaso dx "

5.5.8 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 gli spettri elastici di RSL generati per 30 punti e così come implementati per punti sul software di calcolo.

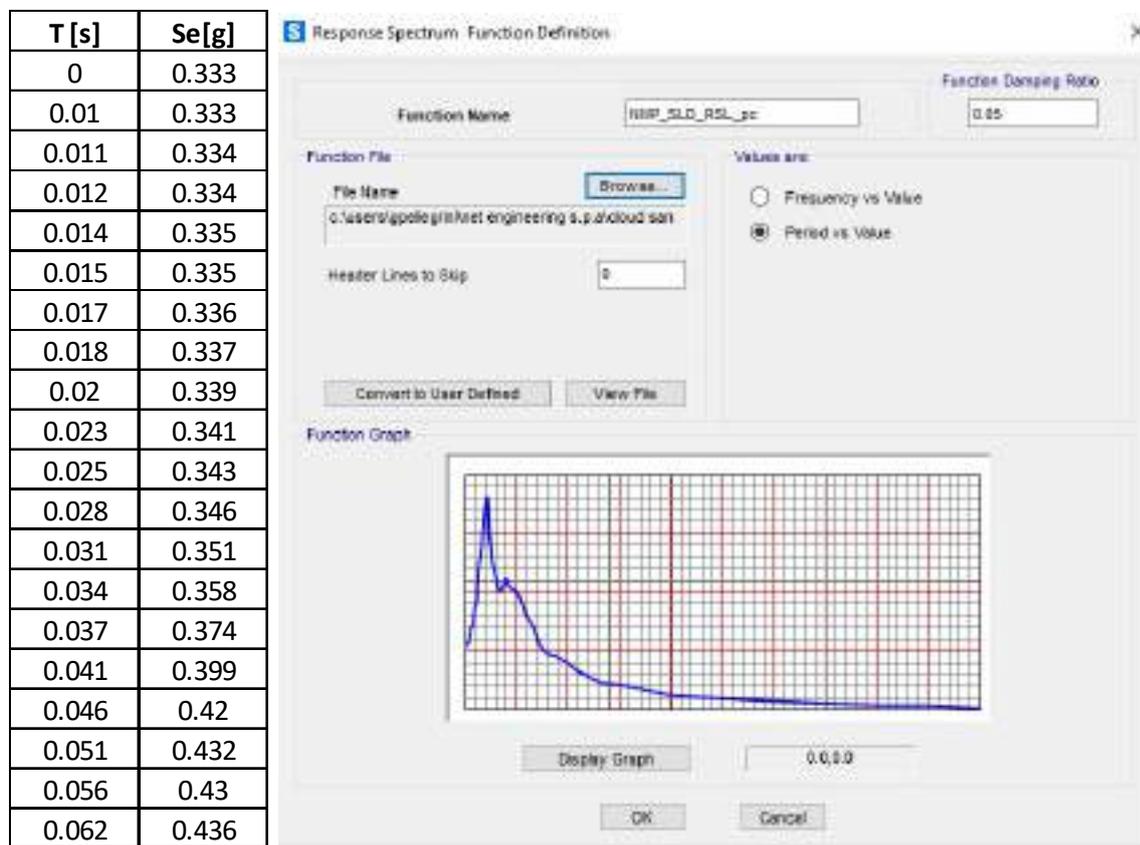


Figure 5-33: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLD

Spettro di Risposta SLV

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

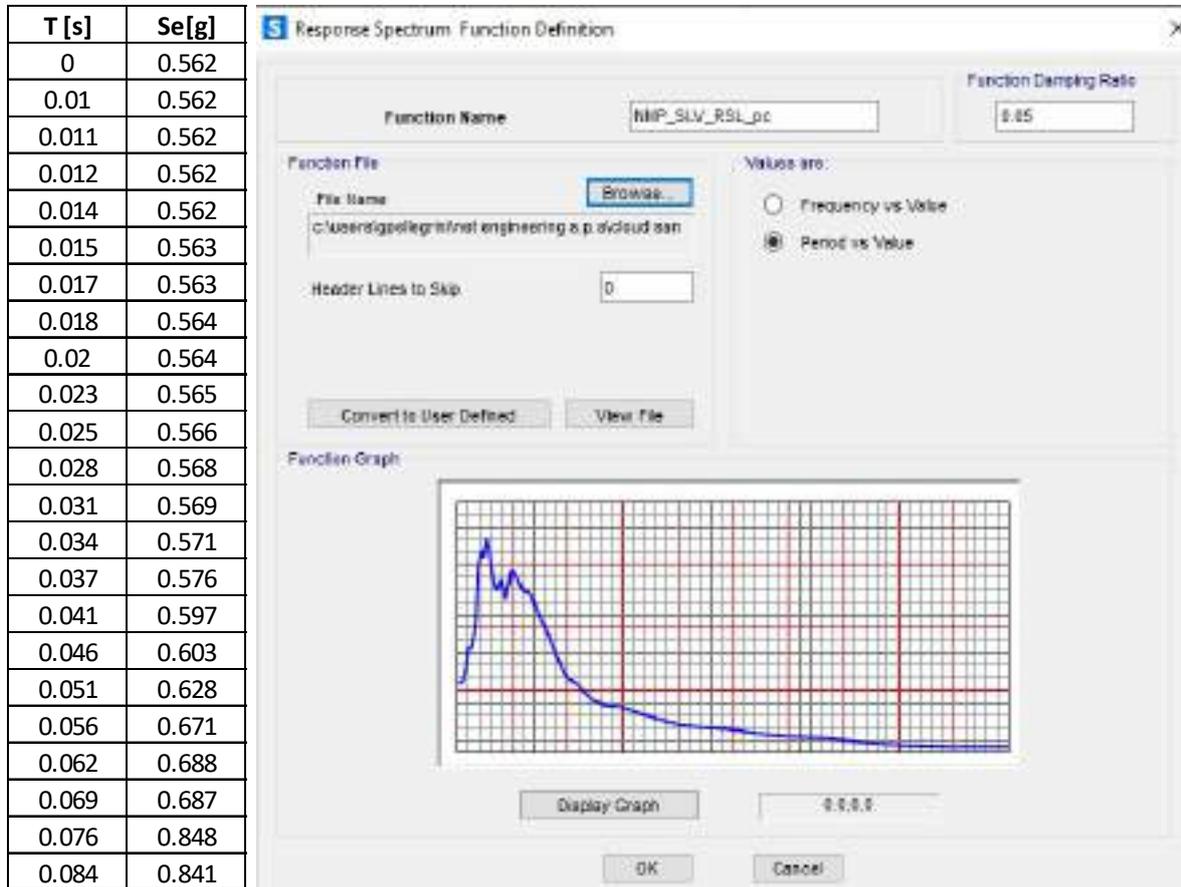


Figure 5-34: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLV

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 $q=1.5$.

5.5.9 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;
- 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:

- $ag/g=0.389$, valore dell’accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD		
$kh=ag/gxSsxSt=$	0.389	
γ mediato [kN/m3]	17.4	
γ_w [kN/m3]	10	
γ' mediato [kN/m3]	7.4	
H [m] sotto falda	11.90	
ΔP_w sotto falda= $khx\gamma xh=$	34	kN/m2

Figure 5-35: Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

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

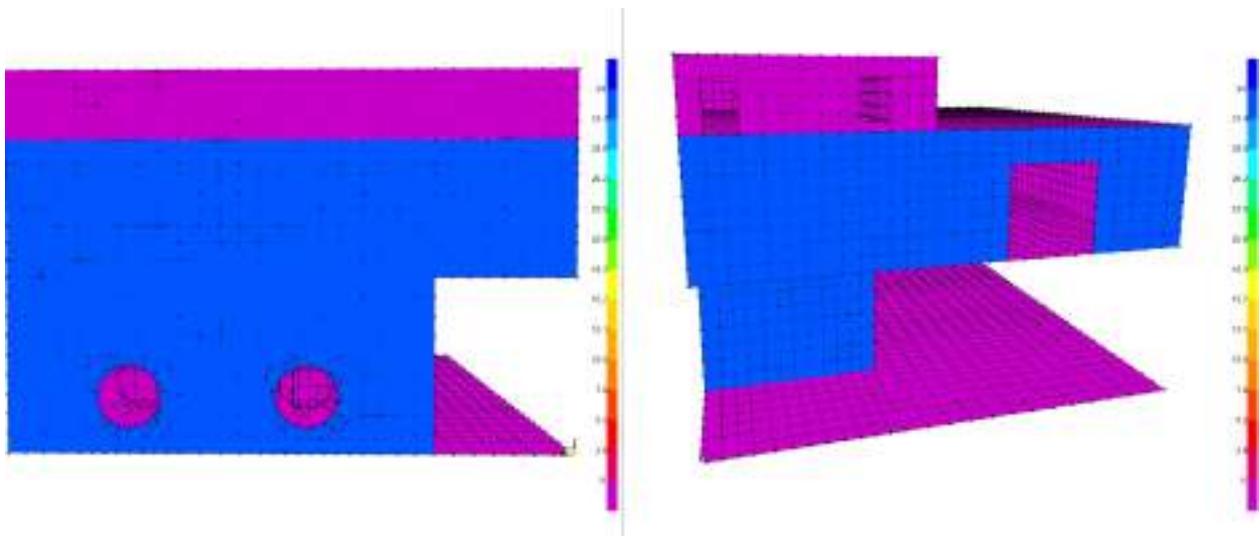


Figure5-36: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione +x e +y

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:

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

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

Falda

$$P_{\max} (z=11.90\text{m}) = 7/8 \times 0.389 \times 10 \times (11.90 \times 11.90)^{0.5} = 41 \text{ kPa}$$

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:

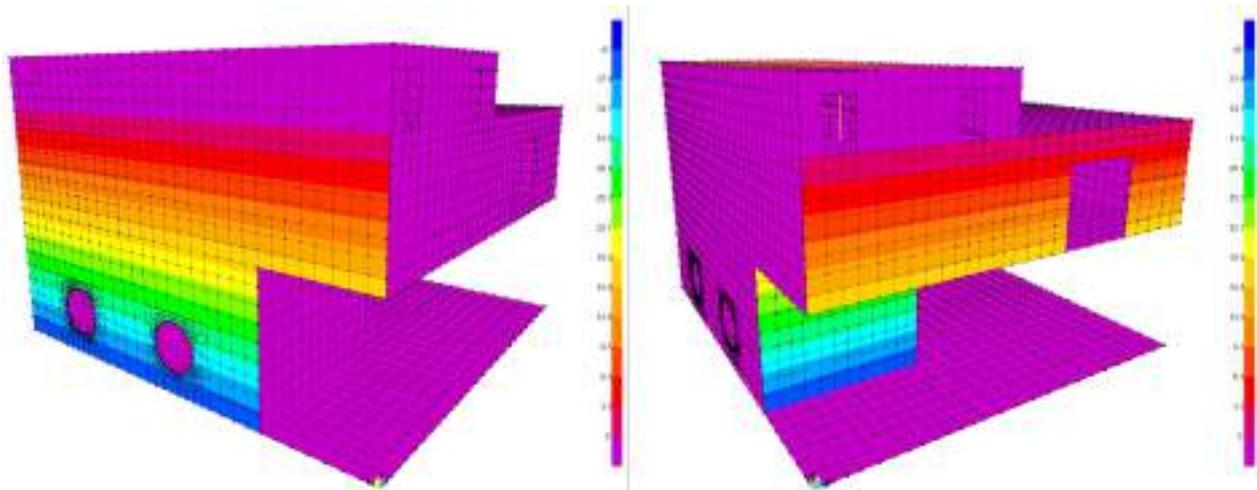


Figure 5-37: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione +x e +y

Invaso

$$P_{\max} (z=10.90\text{m}) = 7/8 \times 0.389 \times 10 \times (10.90 \times 10.90)^{0.5} = 37 \text{ kPa}$$

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:

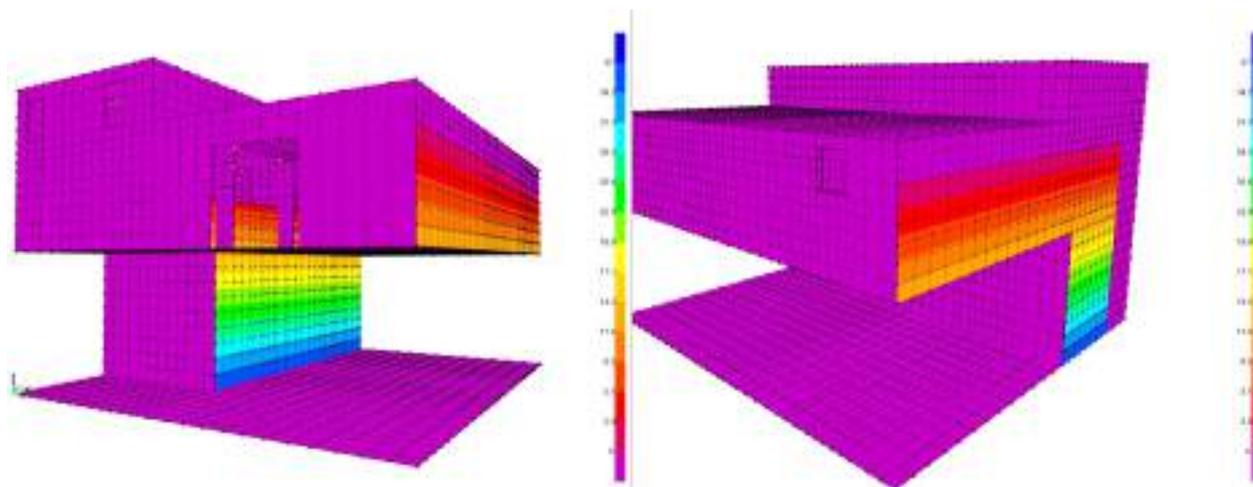


Figure 5-38: – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione +x e +y

5.6 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:

$$k_f = A_f + B_f Z^n$$

$$A_f = C_1(N_f A_f + 0.5 \gamma B_f N_{c, \text{av}})$$

$$B_f Z^n = C(\gamma N_f A_f) Z^n$$

Molla verticale in fondazione a z=-13.40m da p.c.

$k_s=A_s+B_s \times Z^n=$ **273213 kN/m3**

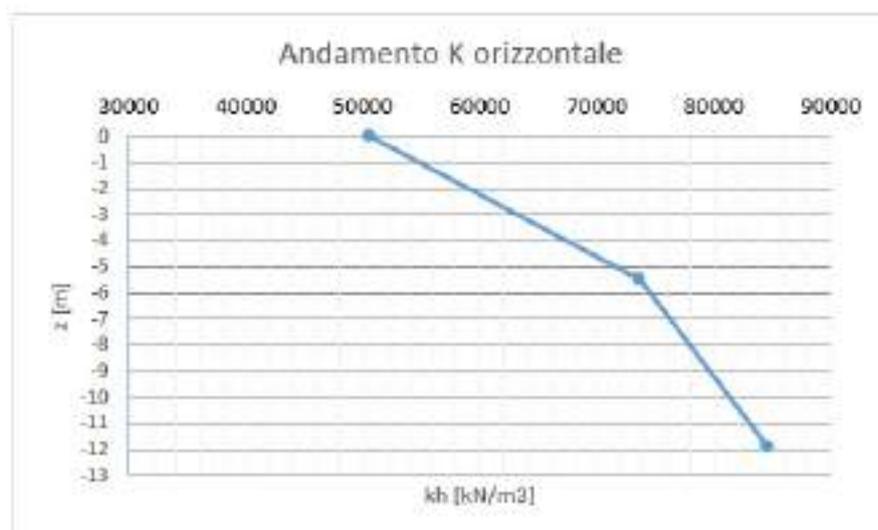
C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	0	kN/m2	coesione
$N_c=(N_q-1)/\text{tg}\phi=$	38.64		
Sc	1		
ϕ'	33	°	angolo di resistenza a taglio
γ	19	kN/m3	peso unità di volume
B	21.6	m	larghezza fondazione
$N_\gamma=1.5(N_q-1)\text{tg}\phi=$	24.44		
s _γ	1		
$N_q=\text{tg}^2(45+\phi/2)e^{-1.9\phi'}$	26.09		
sq	1		
n	0.5		
Z	13.4	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	21.6	m	
$c'N_csc=$	0		
$0.5\gamma'B'N_\gamma s_\gamma=$	5015.583513		
A _s =	200623		
$\gamma'N_q'sq=$	495.7482299		
B _s =	19830		

Molla verticale in fondazione a z=-5.90m da p.c.

$k_s=A_s+B_s \times Z^n=$ **103888 kN/m3**

C	40	1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	0	kN/m2	coesione
$N_c=(N_q-1)/\text{tg}\phi=$	30.14		
Sc	1		
ϕ'	30	°	angolo di resistenza a taglio
γ	18.5	kN/m3	peso unità di volume
B	12.7	m	larghezza fondazione
$N_\gamma=1.5(N_q-1)\text{tg}\phi=$	15.07		
s _γ	1		
$N_q=\text{tg}^2(45+\phi/2)e^{-1.9\phi'}$	18.40		
sq	1		
n	0.5		
Z	5.9	m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	12.7	m	
$c'N_csc=$	0		
$0.5\gamma'B'N_\gamma s_\gamma=$	1770.325387		
A _s =	70813.0555		
$\gamma'N_q'sq=$	340.420761		
B _s =	13010.83044		

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 $K_s = 70000$ kN/m³.

5.7 COMBINAZIONE 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 5-39: – 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 NMP	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	Ecc. ale 1	Ecc. ale 2
DEAD	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
G2, paratoia	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
G2, keller	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.50	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	1.50	0.75	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80	0.80
G1, ritombamento terreno verticale su fondazione	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno + falda	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
peso verticale acqua in vaso canale	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
peso verticale acqua in vaso pozzo	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
spinta orizzontale acqua in vaso canale	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua in vaso pozzo	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 5-40: – Combinazioni di carico allo SLU ed Eccezionali

MANUFATTO NMP	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, paratoia	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, keller	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, ritombamento terreno verticale su fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua in vaso canale	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua in vaso pozzo	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua in vaso canale	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua in vaso pozzo	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Figure 5-41: – Combinazioni di carico allo SLE in RARA

MANUFATTO NMP	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, paratoia	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, keller	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
Qk,2 neve copertura	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.90
G1, ritombamento terreno verticale su fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso canale	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua invaso pozzo	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso canale	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso pozzo	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 5-42 – Combinazioni di carico allo SLE in Frequente

MANUFATTO NMP	QP 1	QP 2
DEAD	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00
G2, paratoia	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	1.00
G2, keller	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	0.80	0.80
G1, ritombamento terreno verticale su fondazione	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso canale	1.00	0.00
peso verticale acqua invaso pozzo	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso canale	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso pozzo	1.00	0.00

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 5-43: – Combinazioni di carico allo SLE in Quasi Permanente

MANUFATTO NMP	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
G2, lamiera copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, paratoia	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, keller	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 3kPa a livello 0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
G1, ritombamento terreno verticale su fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso canale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso pozzo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale acqua invaso canale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale acqua invaso pozzo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 5-44: – Combinazioni di carico Sismiche

5.8 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.

5.8.1 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.

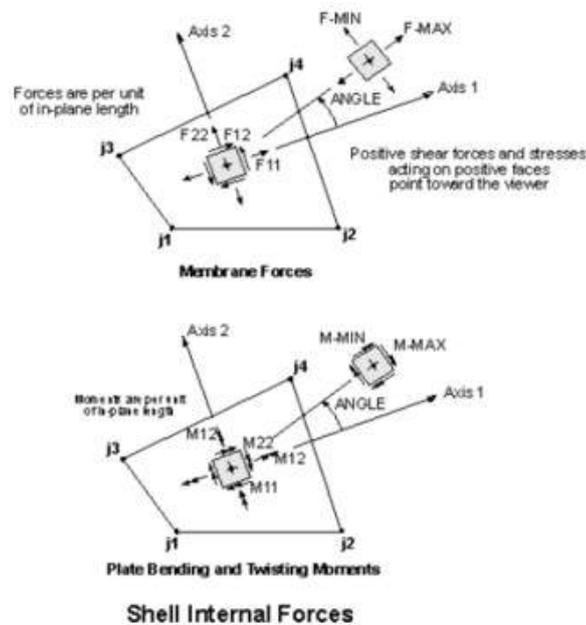


Figure 5-45: – Orientamento assi locali

5.8.2 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Fondazione a quota 398m s.l.m.

Fondazione a quota 398m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione più profondo a quota 398m s.l.m.

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

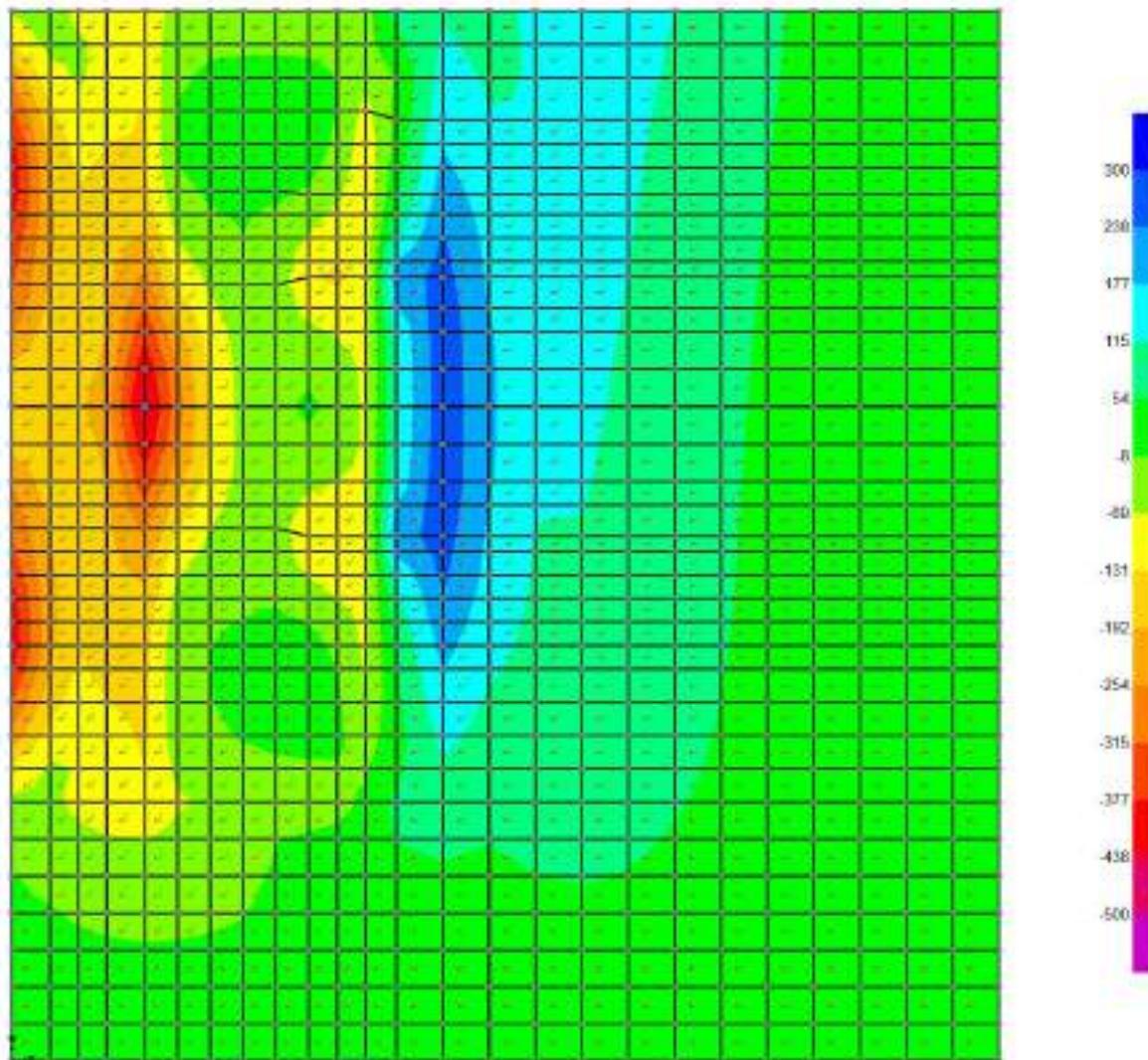


Figure 5-46: – $M_{11,max}$

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

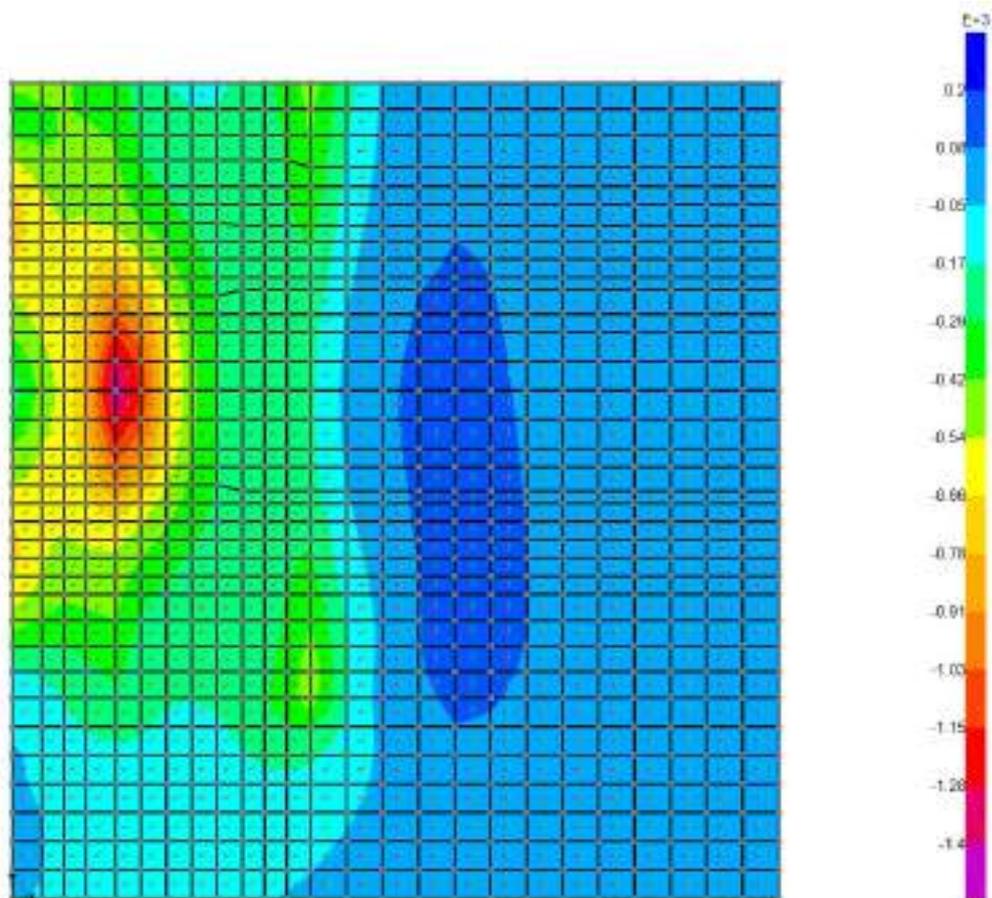


Figure 5-47: – M11,min

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

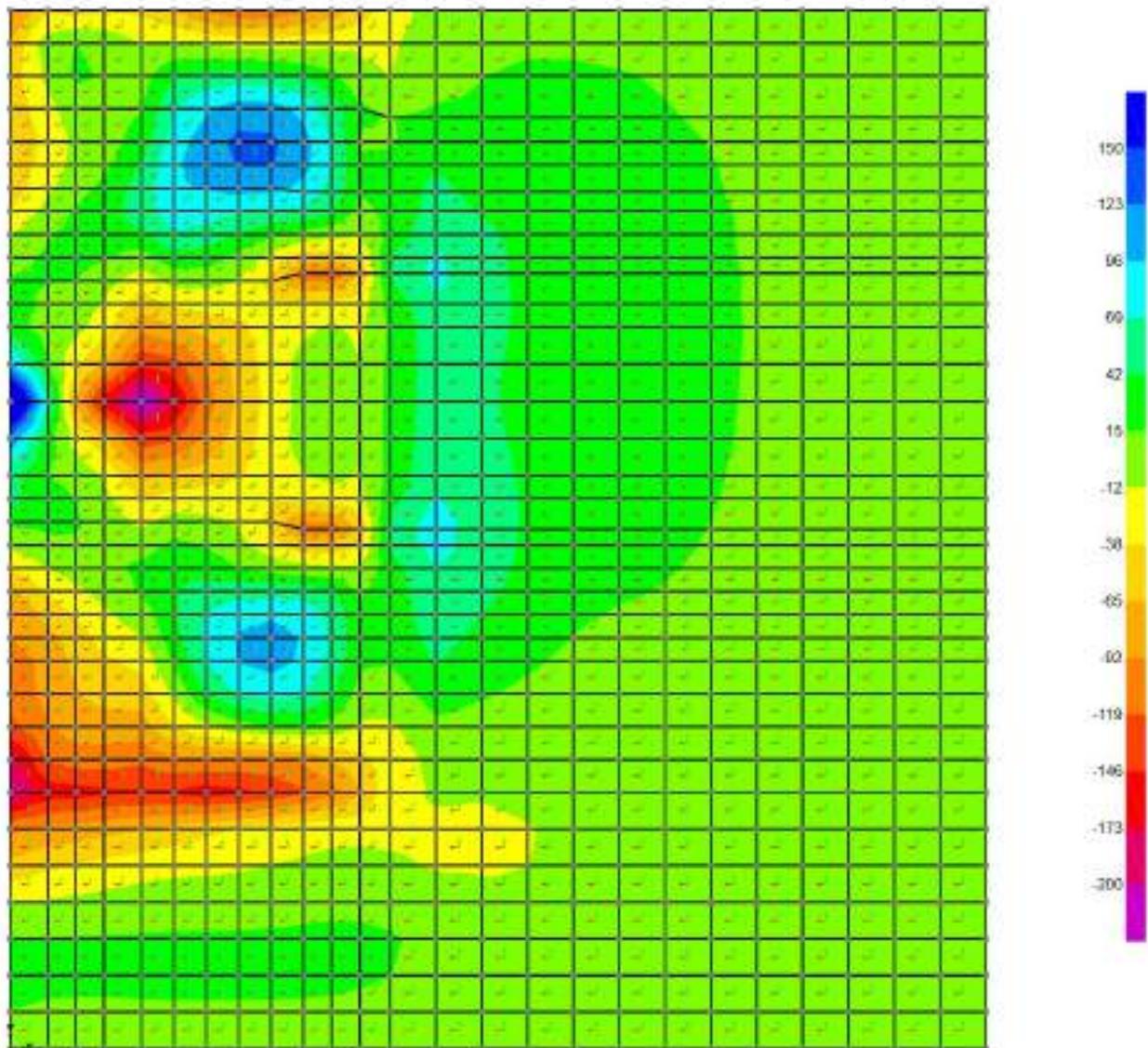


Figure 5-48: – $M_{22,max}$

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

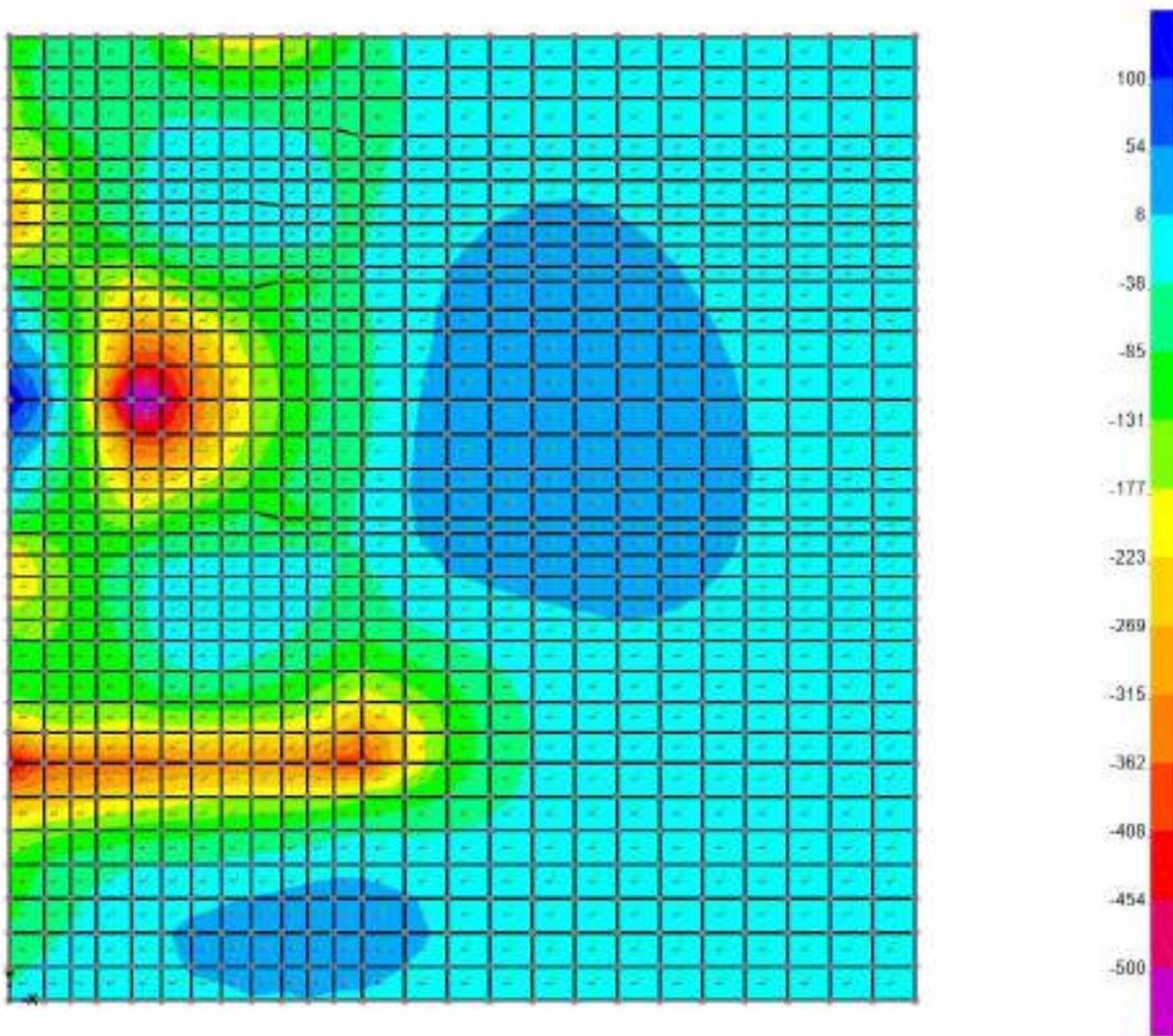


Figure 5-49: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

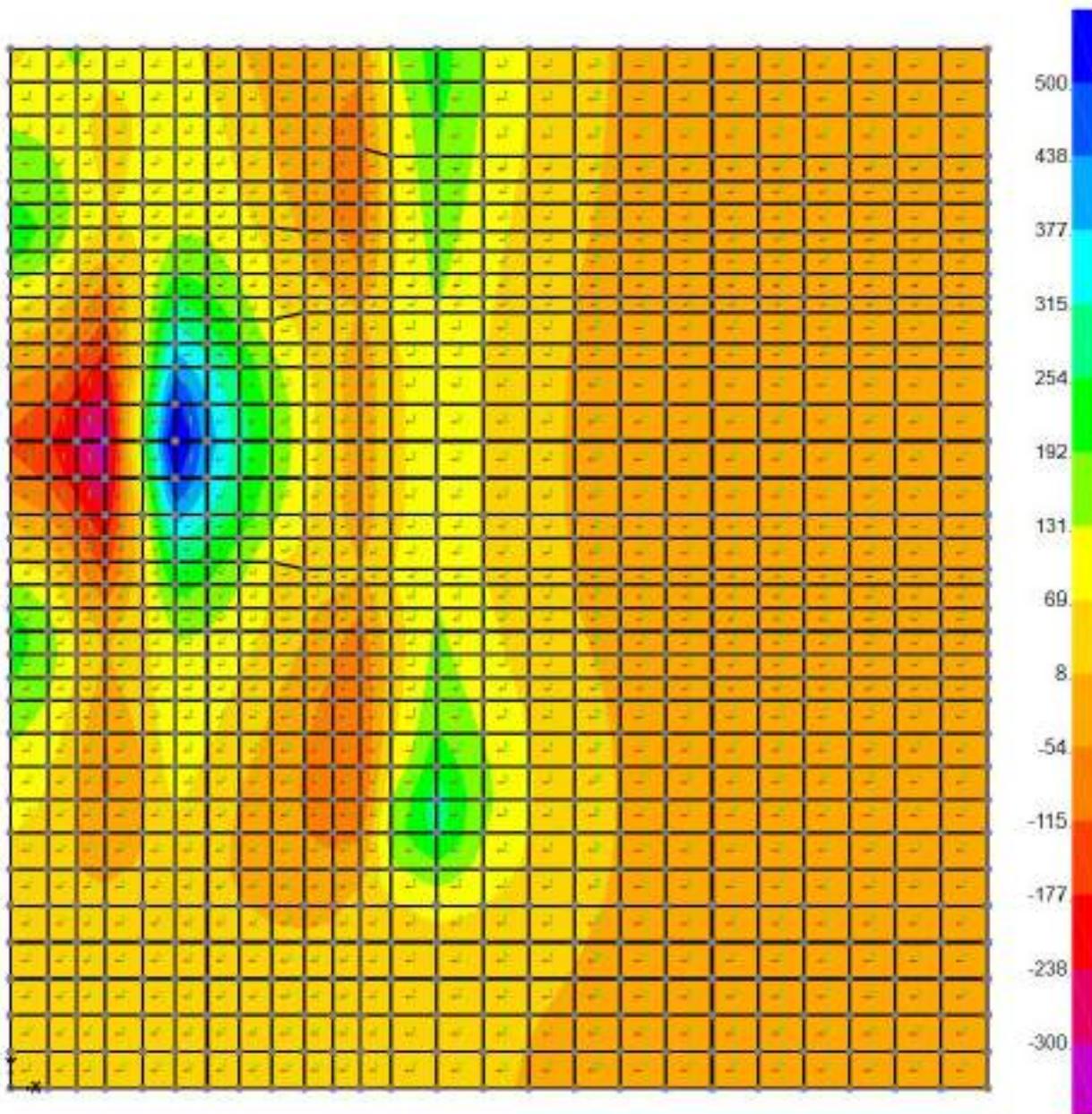


Figure 5-59: – V13,max

Fondazione a quota 398m 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

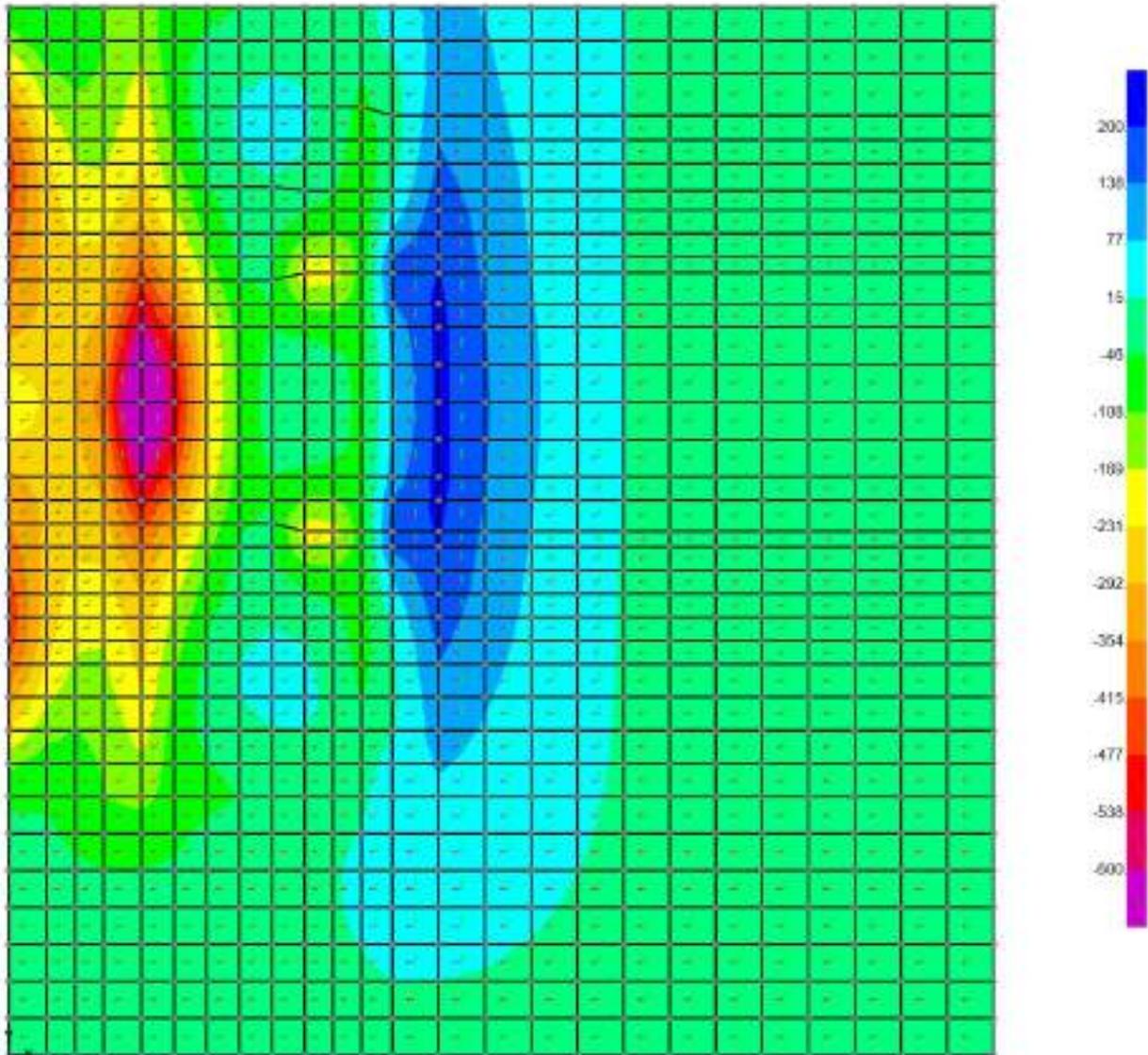


Figure 5-60: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

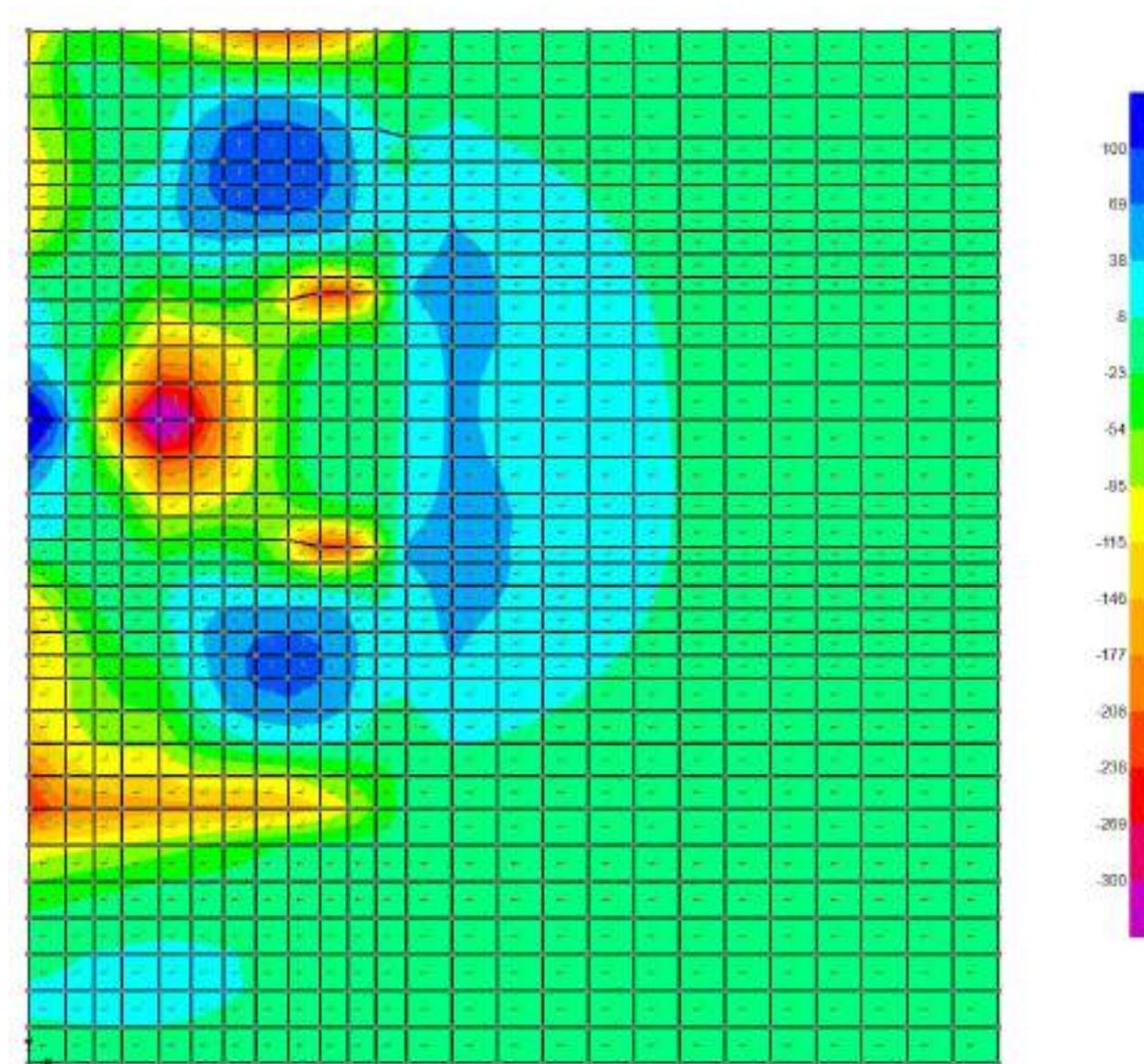


Figure 5-61: - M22

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 1.30MPa 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:

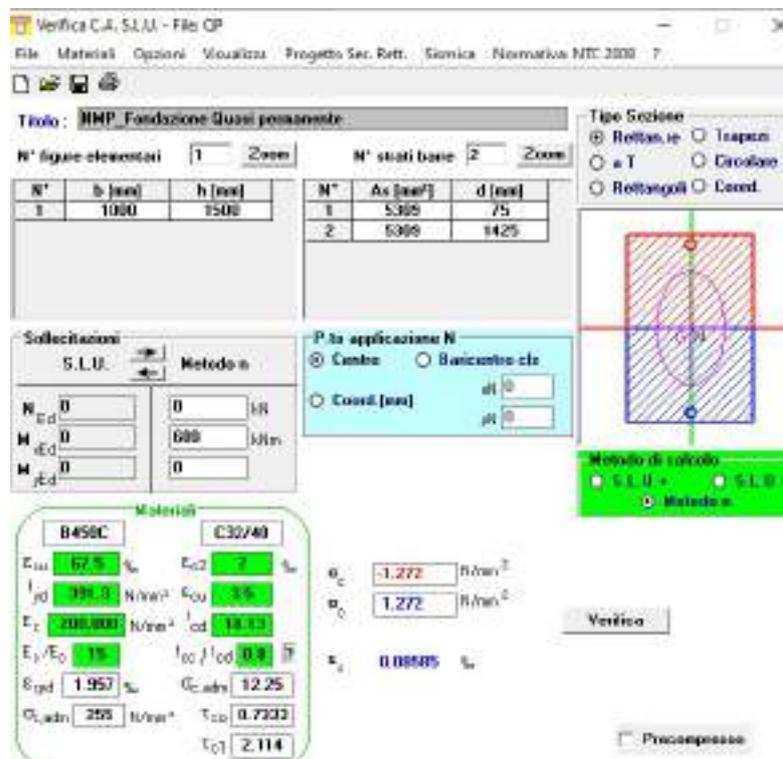


Figure 5-62: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 398m 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)

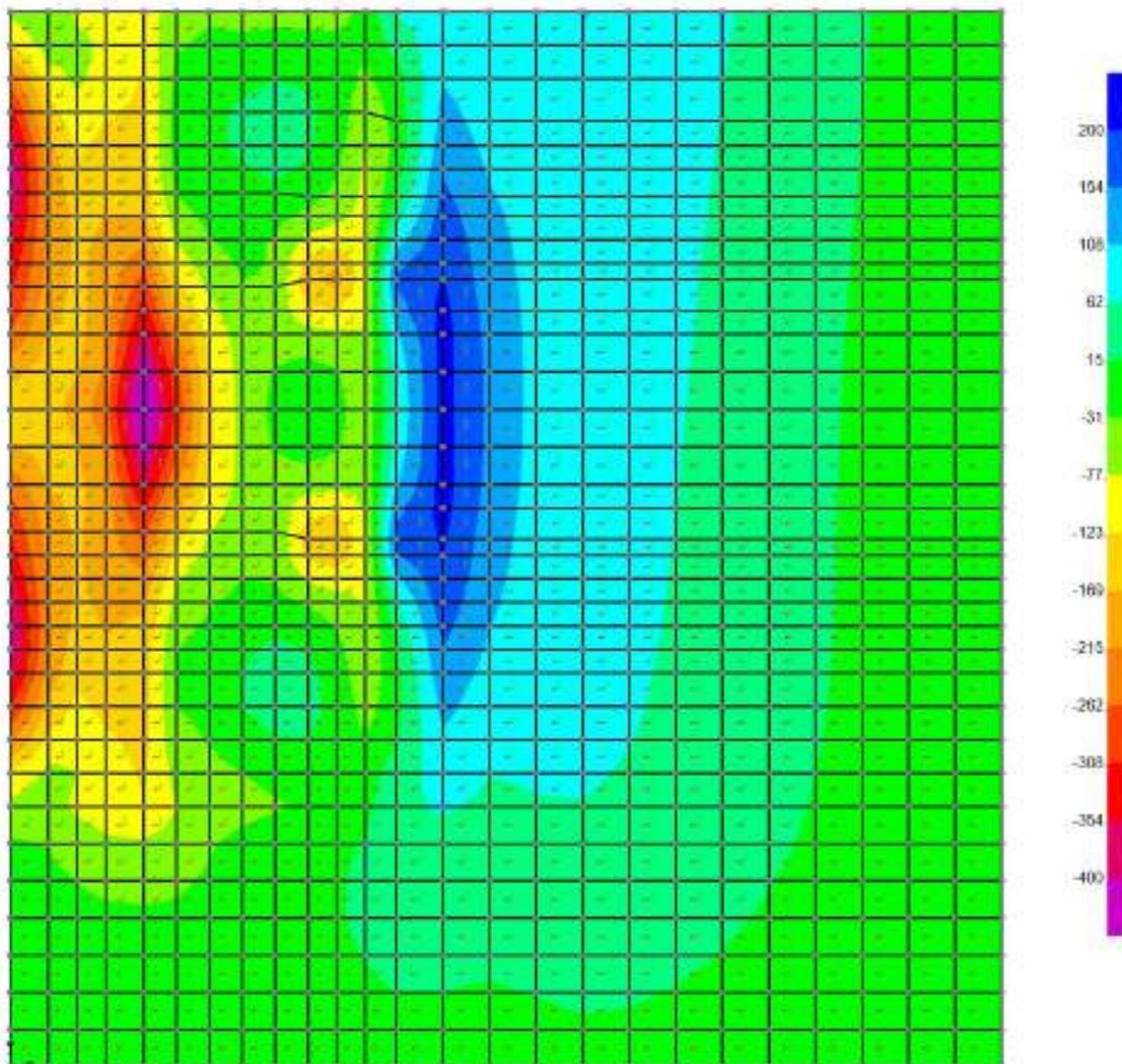


Figure 5-63 – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

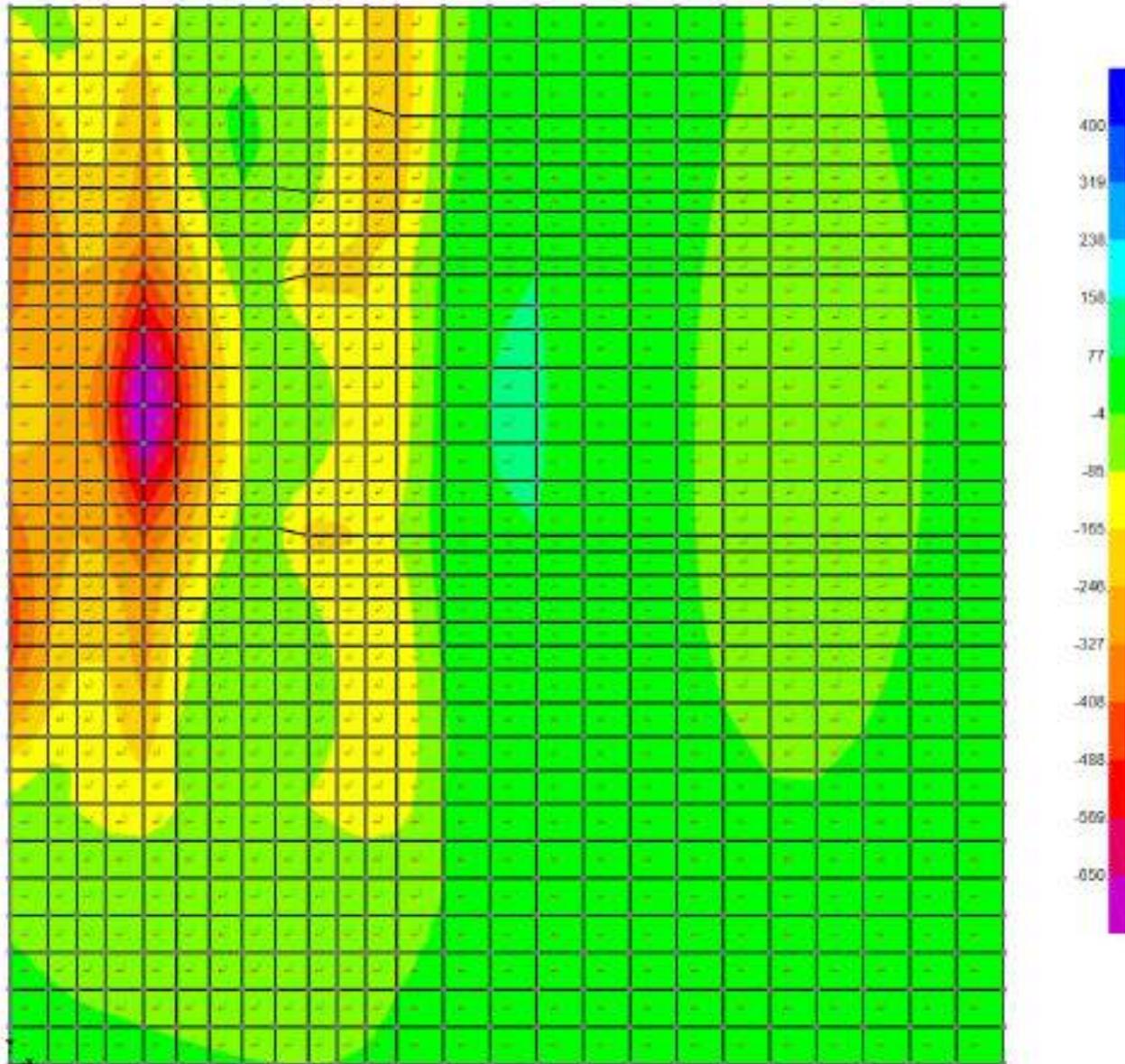


Figure 5-64: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

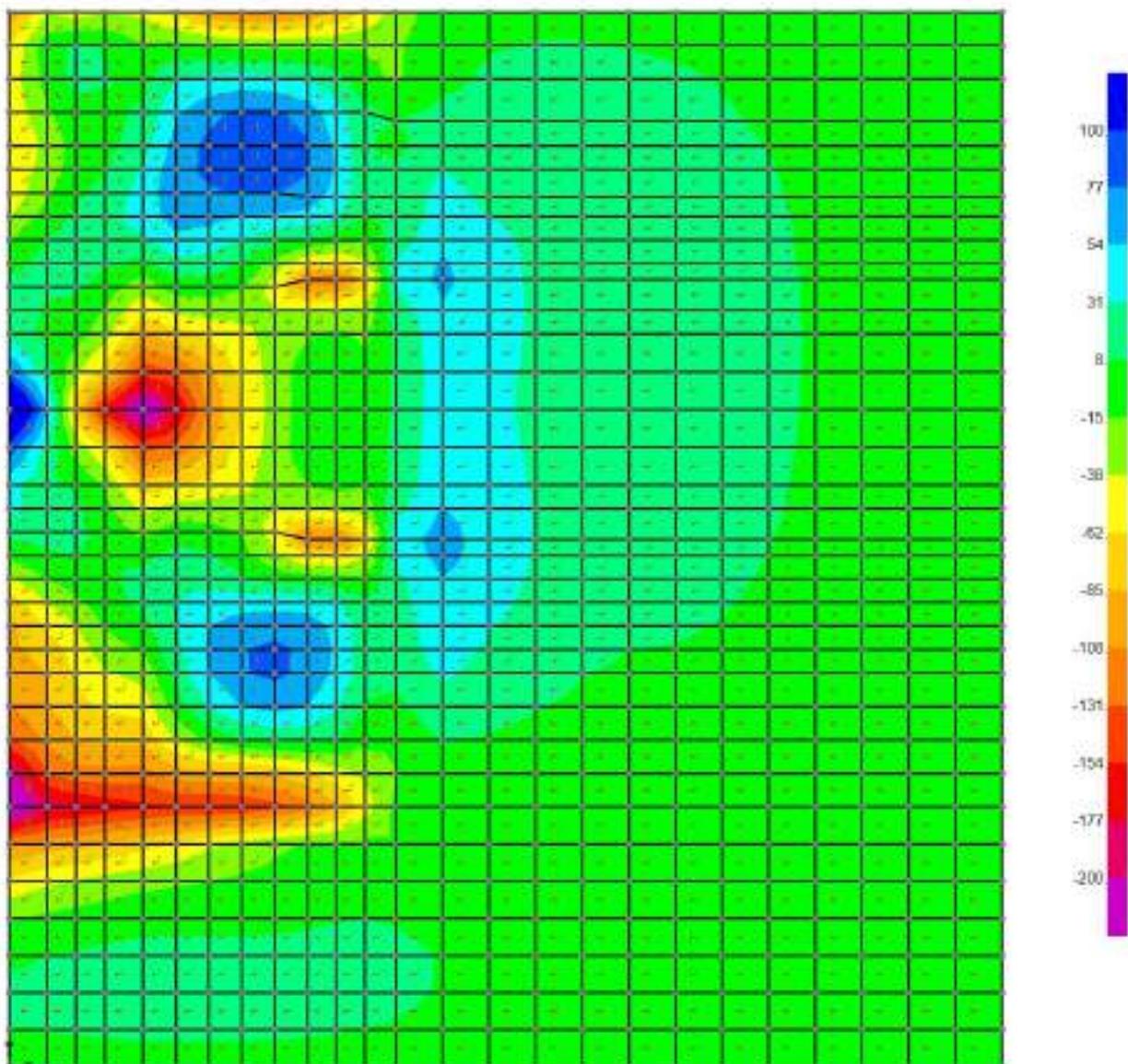


Figure 5-65– M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

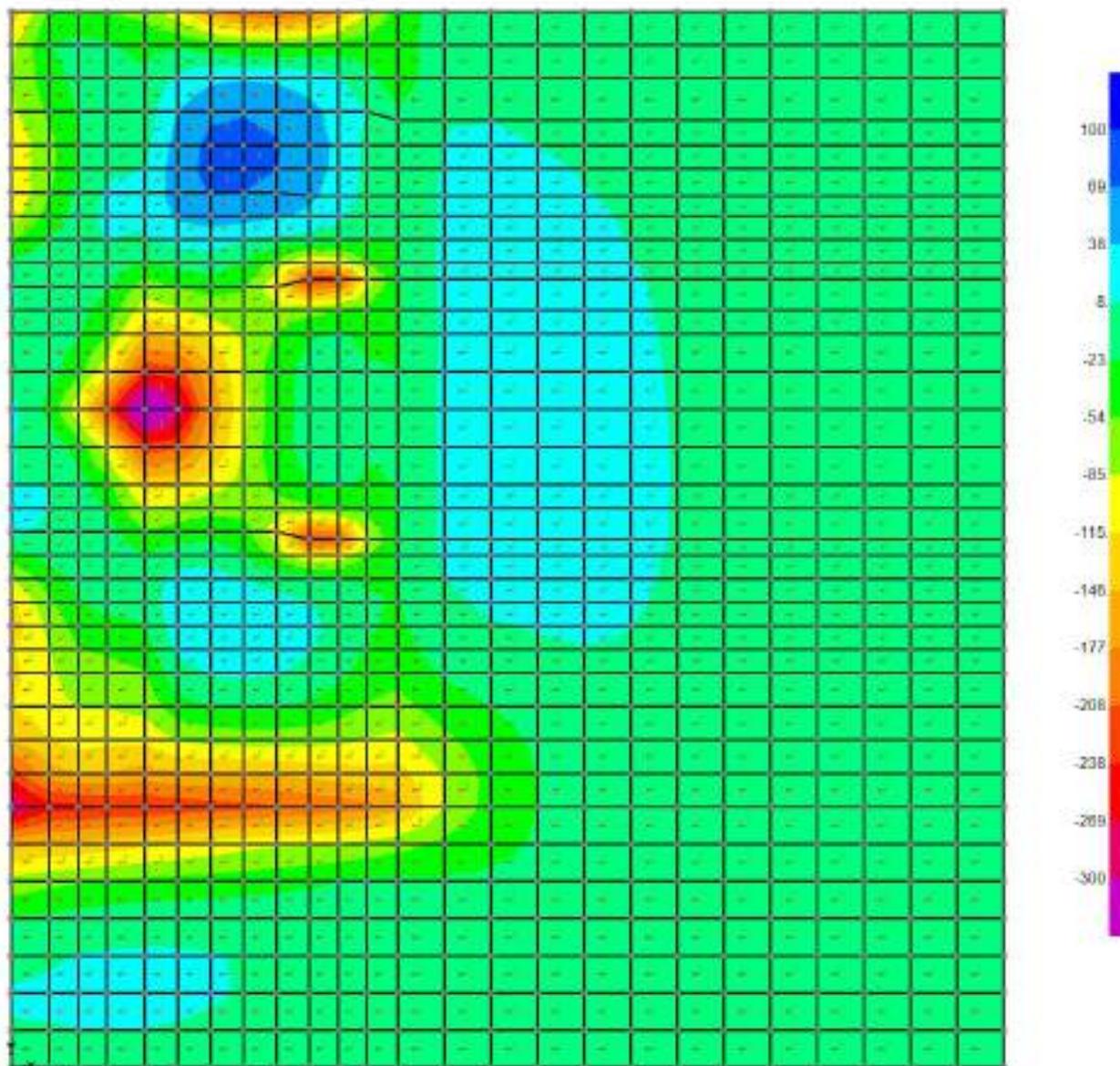


Figure5-66: – M22,min

Fondazione a quota 398m 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)

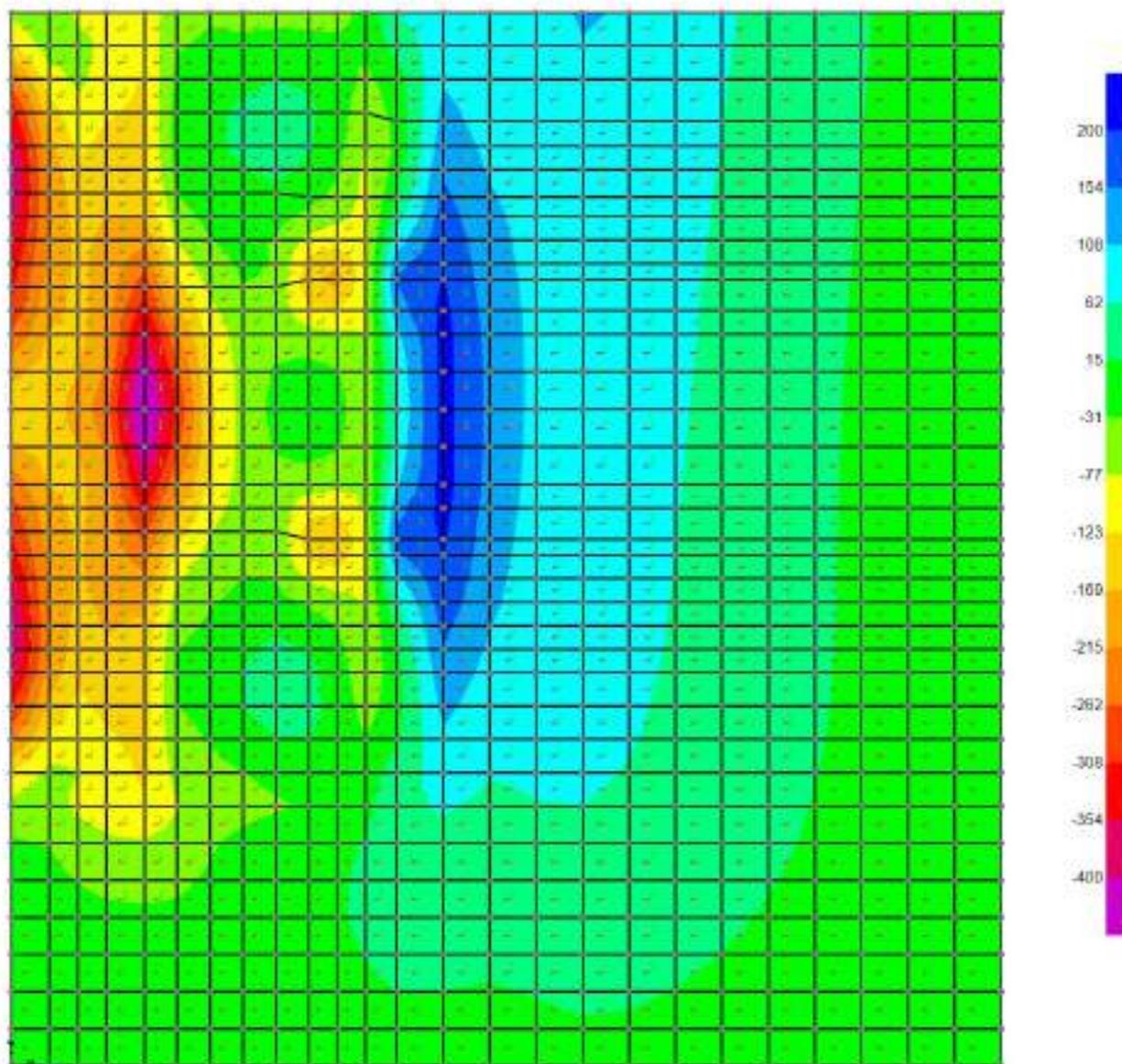


Figure 5-67: – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

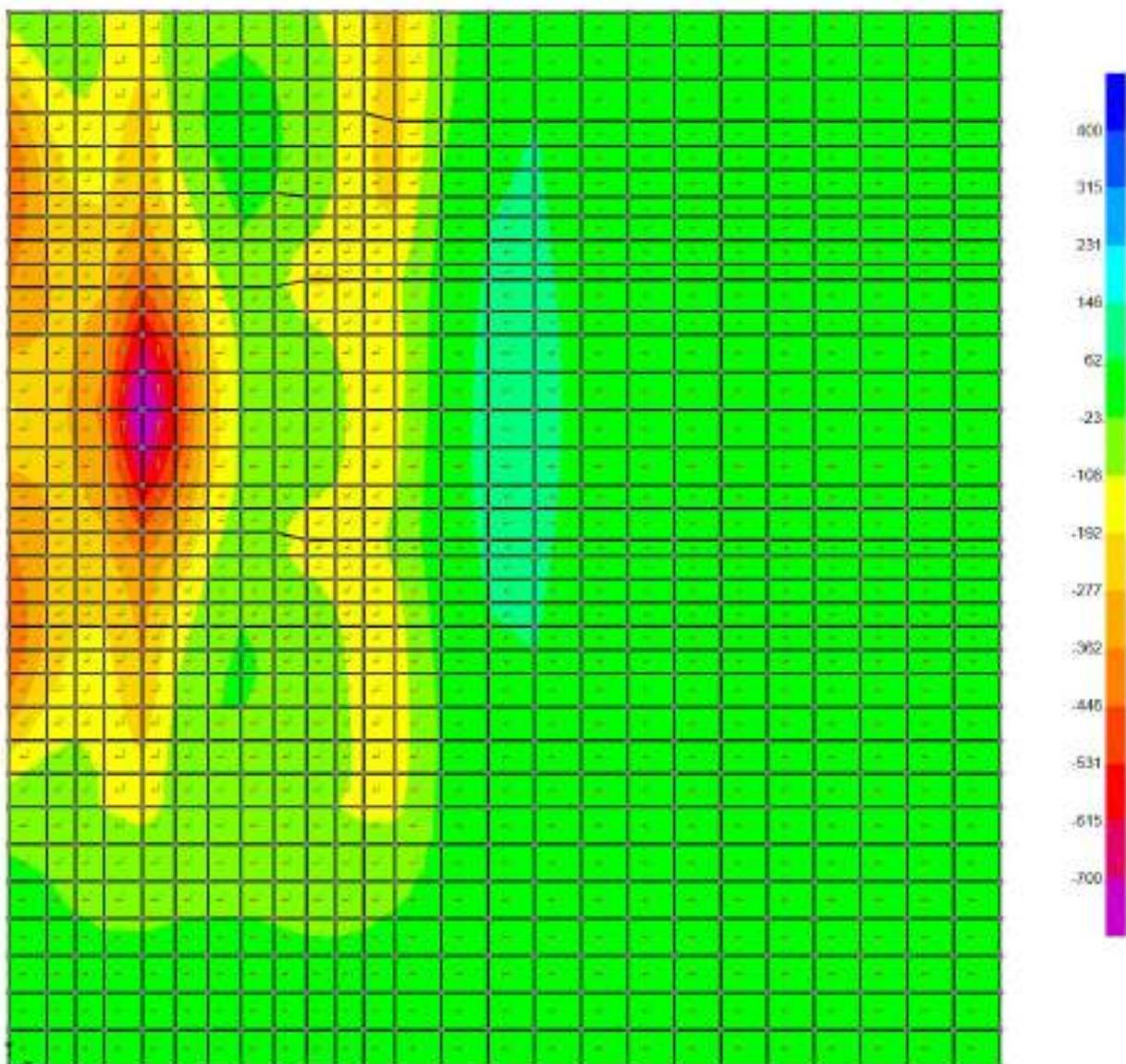


Figure 5-68: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

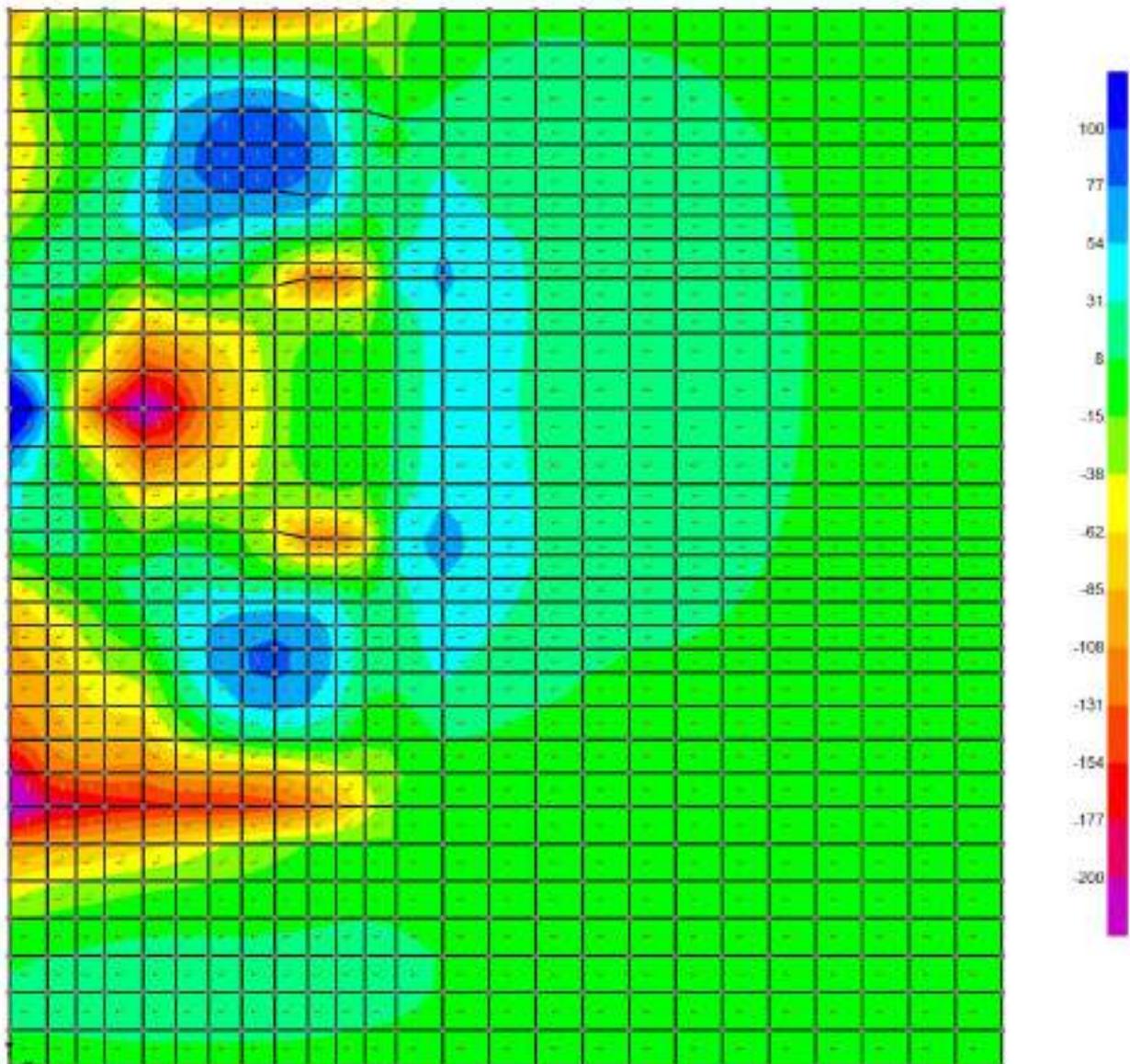


Figure 5-69: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

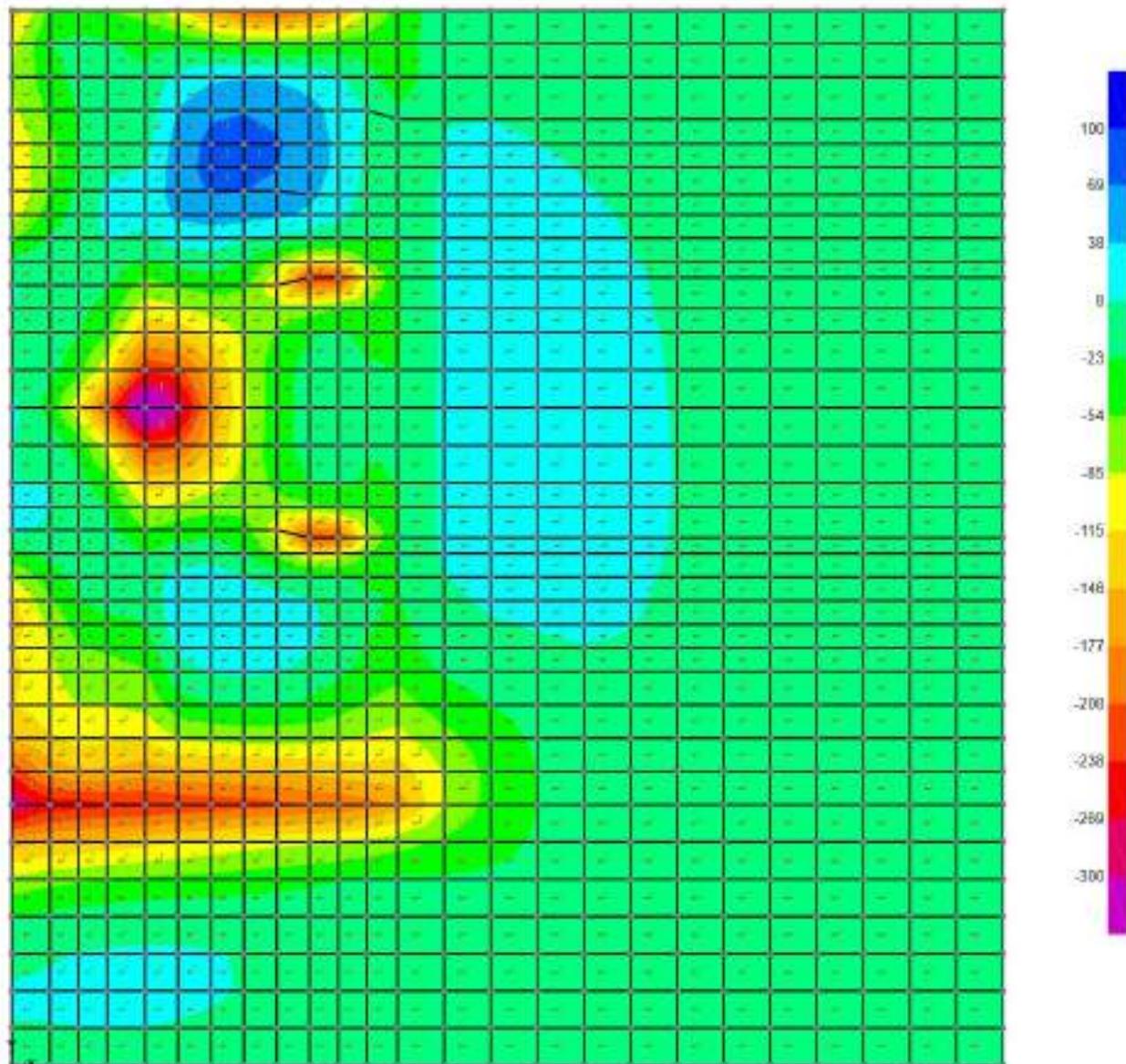


Figure 5-70: – $M_{22,min}$

Verifiche Fondazione a quota 398m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 26 al lembo superiore e 10 ϕ 26 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

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:	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):	7.5	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.)

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	1400.00	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	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	650.00 (1424.72)

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	600.00 (1424.72)

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 1400.00 0.03 2854.25 2.039 140.7 0.07 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 $5(c+\varnothing/2)$ 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	2.21	150.0	0.00	114.5	-100.0	142.5	18.8	1875	53.1	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	-0.00050	0.00015	0.50	0.60	0.000279 (0.000279)	367	0.102 (0.30)	1424.72

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	1.90	150.0	0.00	114.5	-85.7	142.5	18.8	1875	53.1	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	-0.00046	0.00014	0.50	0.40	0.000257 (0.000257)	367	0.094 (0.20)	1424.72

Nei confronti delle azioni di taglio, la sezione risulta verificata senza disporre specifica armatura a taglio. Si dispongono comunque spilli $\phi 12/200 \times 400$ a ridosso dei setti dove le sollecitazioni sono maggiori e spilli $\phi 12/400 \times 400$ 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
$c = 75$	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	$A_{s1} = 10$	$\emptyset 26$	$= 53.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1425$	mm altezza utile	$A_{s3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			53.09 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 500.0 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.375 < 2$

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

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.004 < 0.02$

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

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

$V_{Rd} = 537.0 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 454.7 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 537.0 \text{ kN}$ 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 per i setti perimetrali per il pozzo e per la camera di invaso superficiale, per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. In particolare, le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.

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

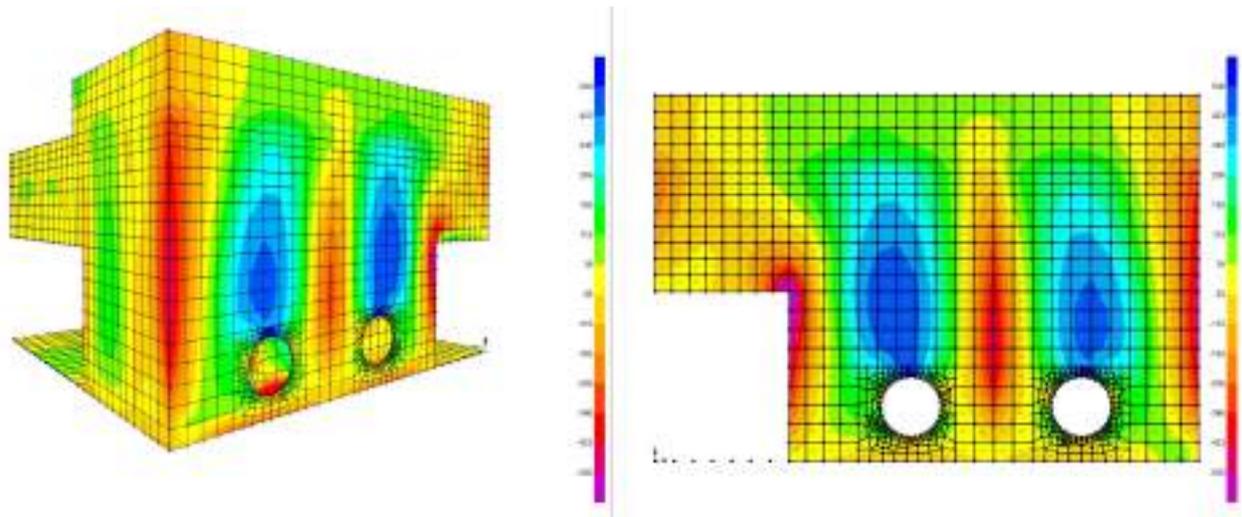


Figure 5-71: – M11,max

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

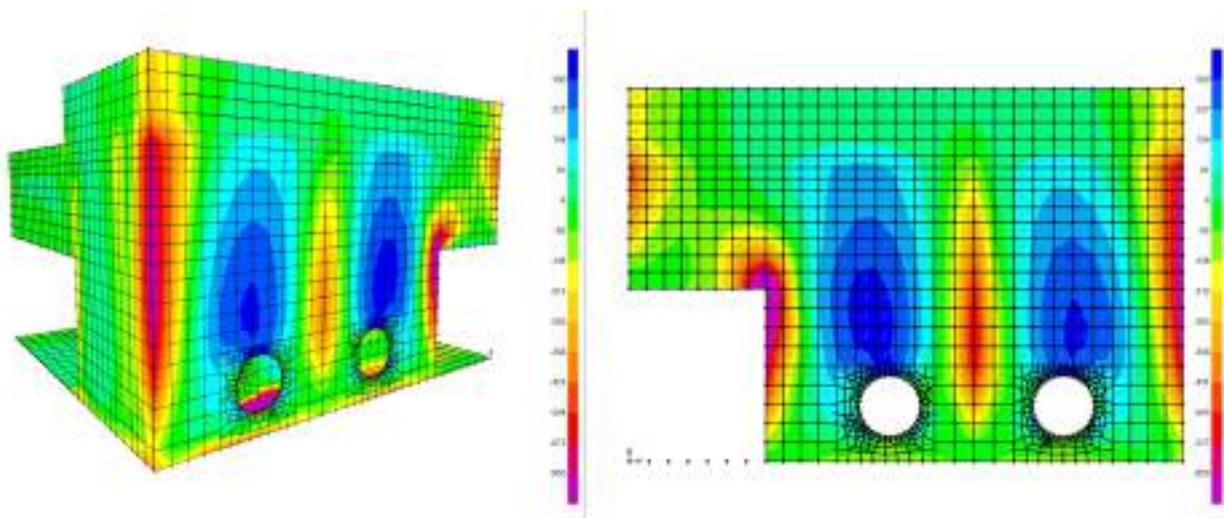


Figure 5-72: – M11,min

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

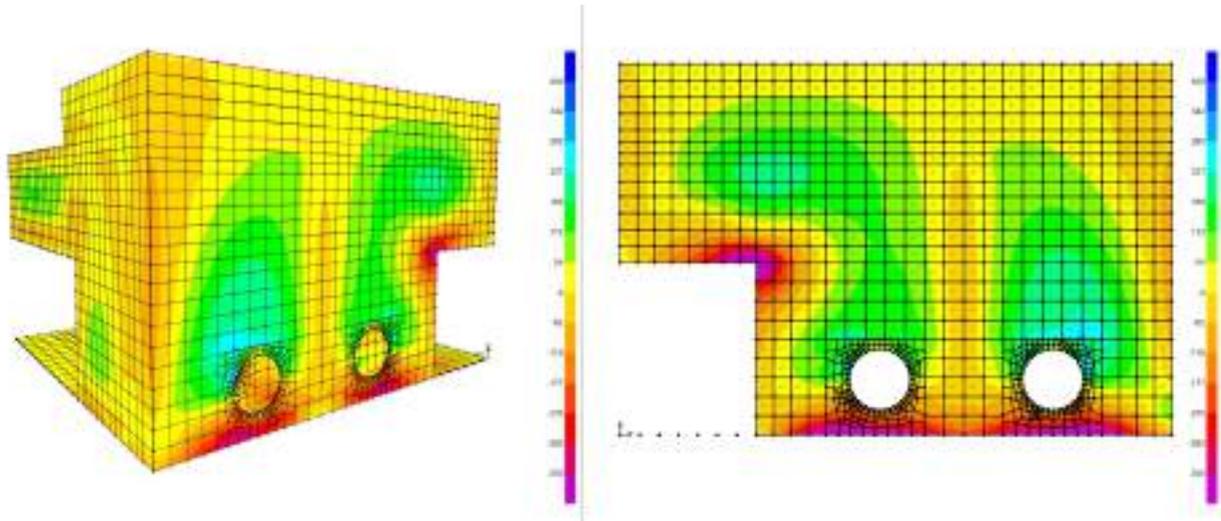


Figure 5-73: – M22,max

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

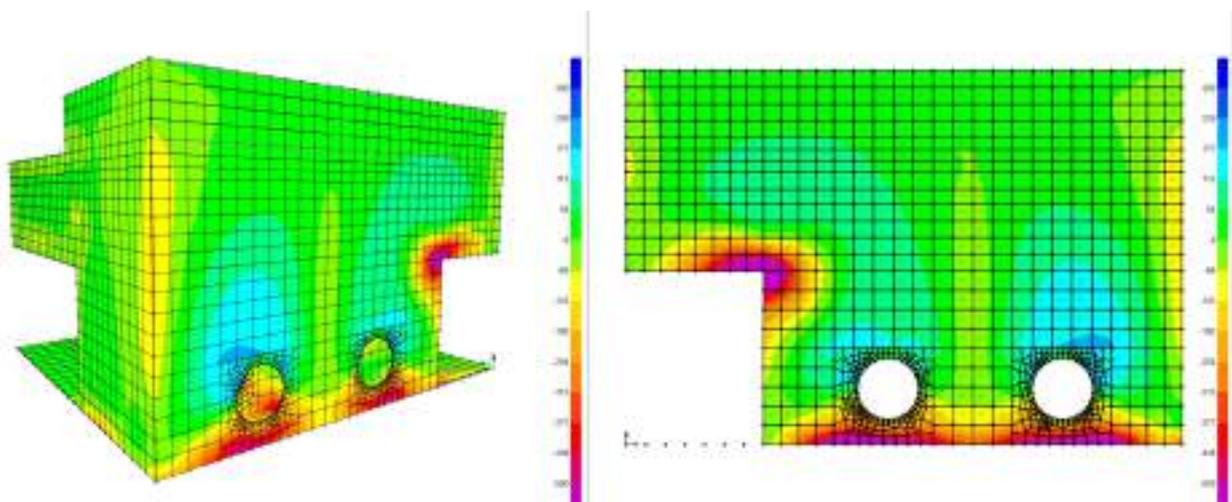


Figure 5-74: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

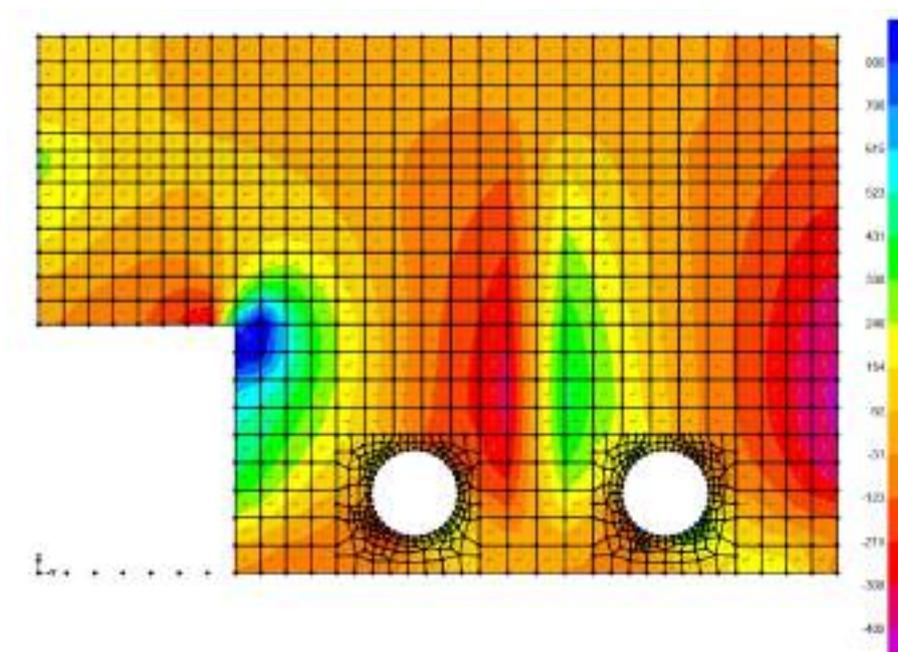


Figure 5-75: – V13,max

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23 (valori minimi)

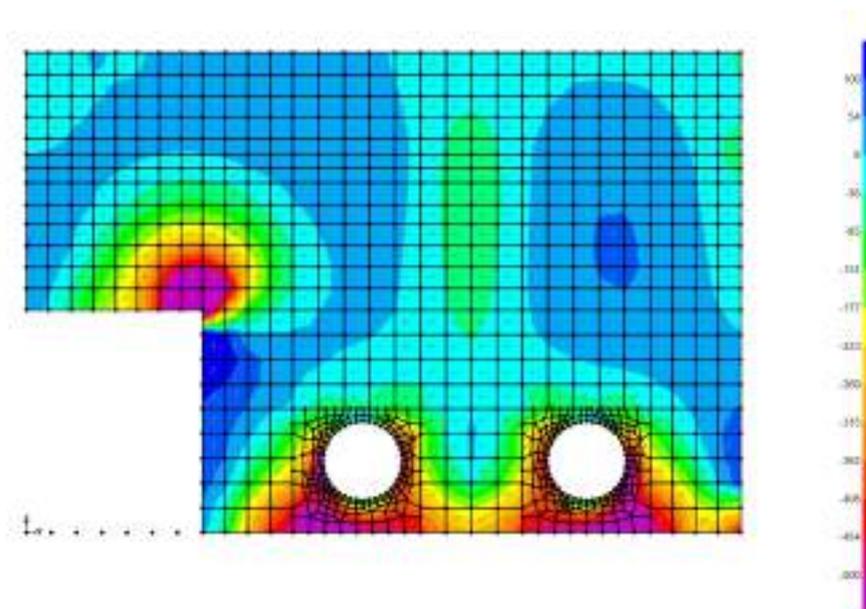


Figure 5-76: – V23,min

Setti perimetrali - SLE Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per i setti perimetrali per il pozzo e per la camera di invaso superficiale, per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente. In particolare, le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

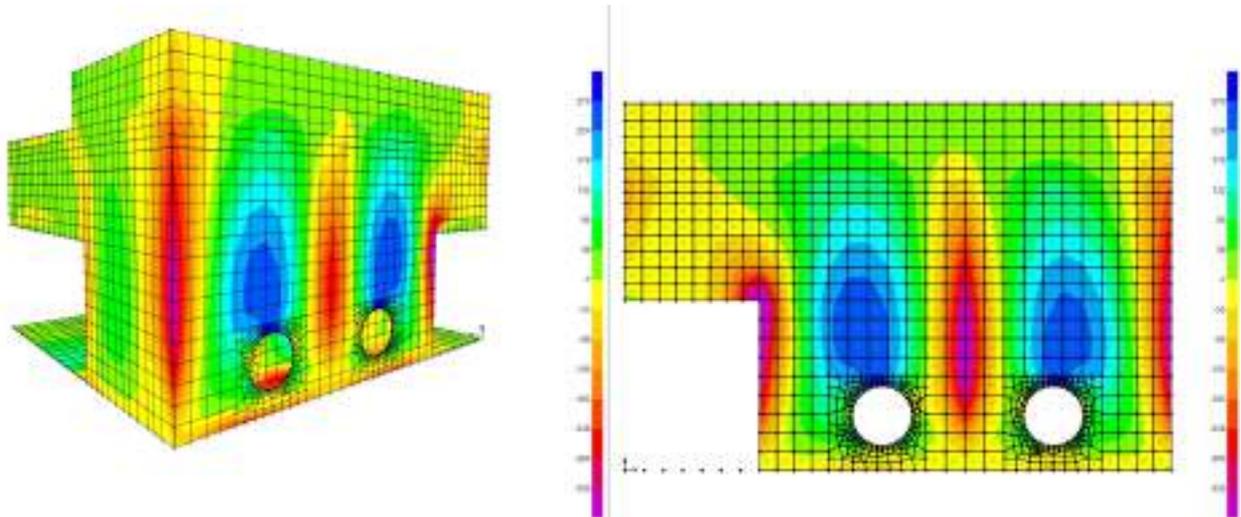


Figure5-77: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

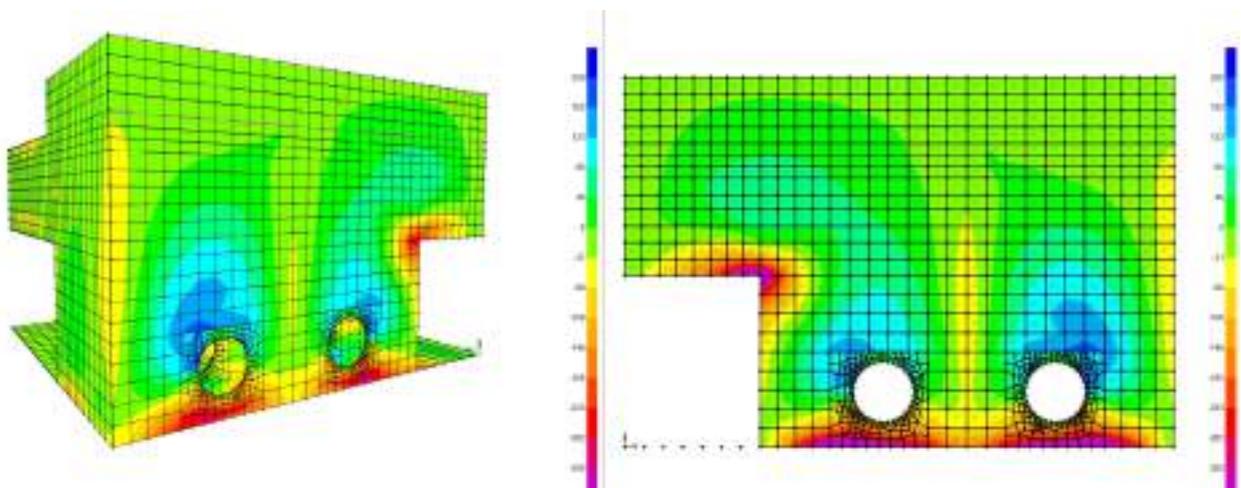


Figure5-78: – M22

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

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

La verifica nel seguito riportata è valida per i setti perimetrali interrati del pozzo aventi spessore di 80cm. Dei quattro setti perimetrali, tre sono a contatto con l’acqua e uno no. A favore di sicurezza, si effettua la verifica leggendo le sollecitazioni massime che si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.

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 2.40MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa e pertanto accettabile. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 22 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

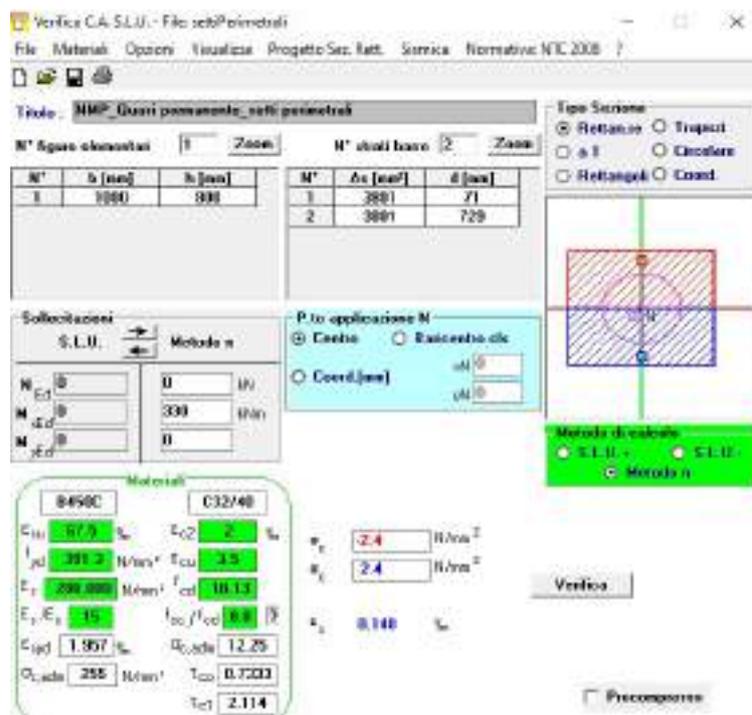


Figure 5-79: – Tensione massima di trazione nel cls

Setti perimetrali - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per i setti perimetrali per il pozzo e per la camera di invaso superficiale, per le combinazioni di calcolo allo stato

limite di esercizio in combinazione Frequente. In particolare, le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.

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

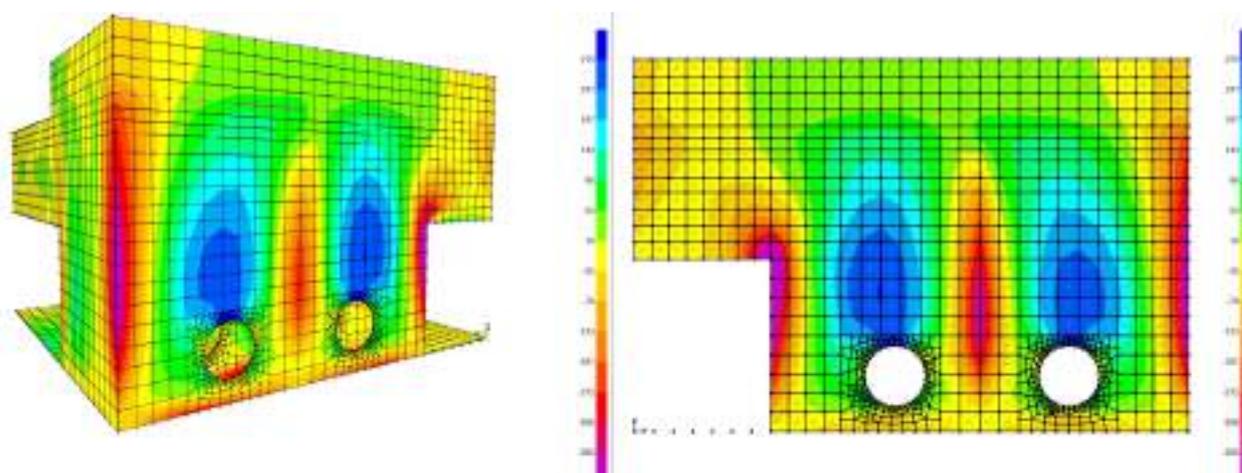


Figure 5-80: – M11,max

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

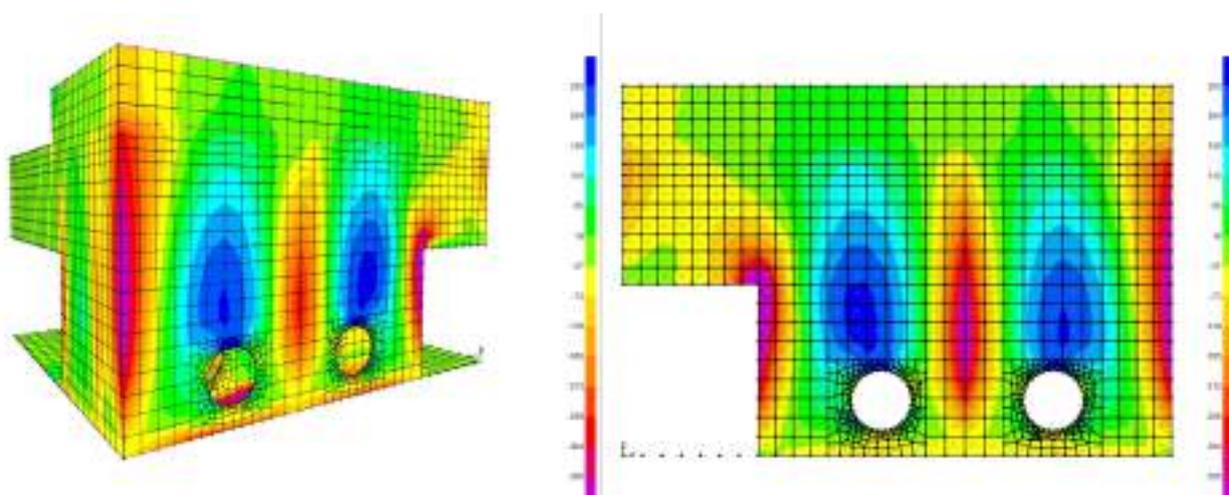


Figure 5-81: – M11,min

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

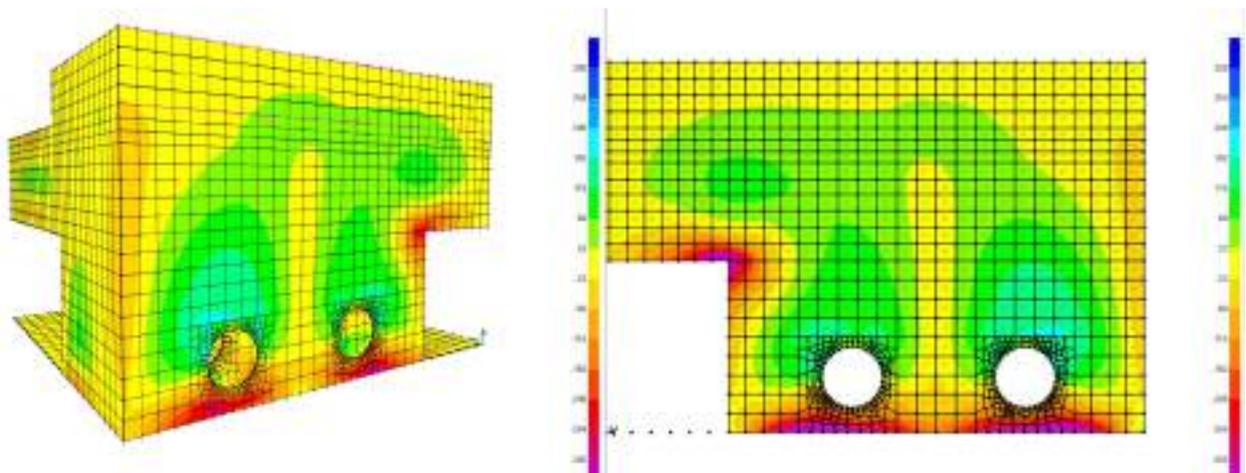


Figure 5-82: – M22,max

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

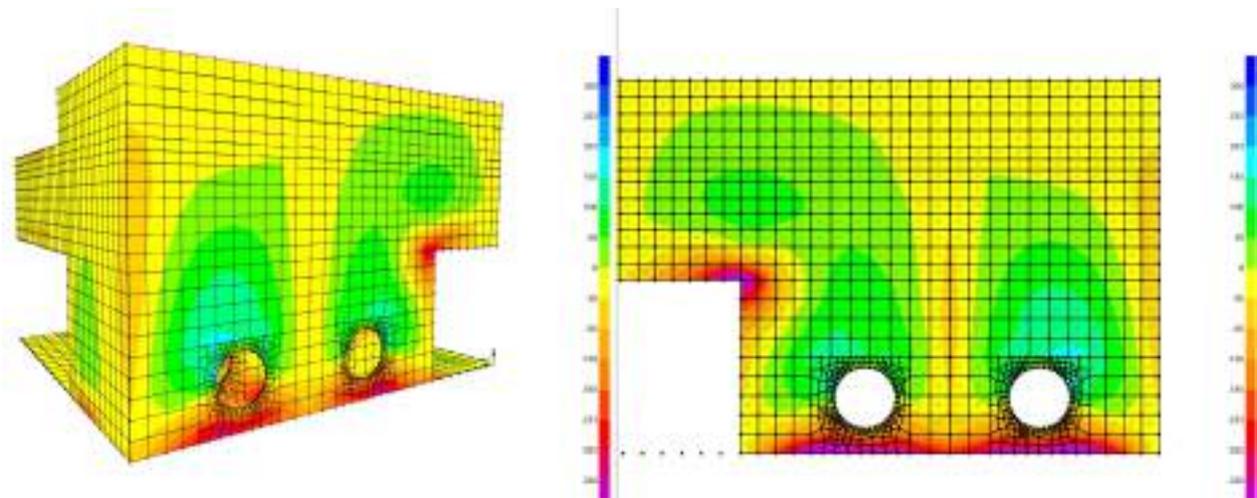


Figure5-83: - M22,min

Setti perimetrali - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per i setti perimetrali per il pozzo e per la camera di invaso superficiale, per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. In particolare, le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=0$.

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

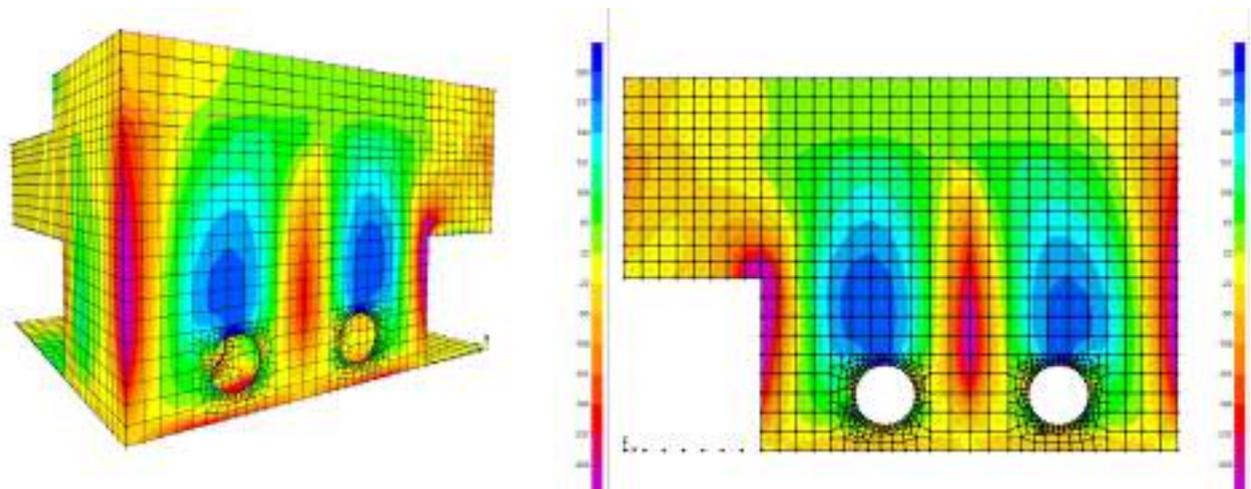


Figure 5-84: – $M_{11,max}$

Momento flettente SLE – Rara - M_{11} orizzontale (valori minimi)

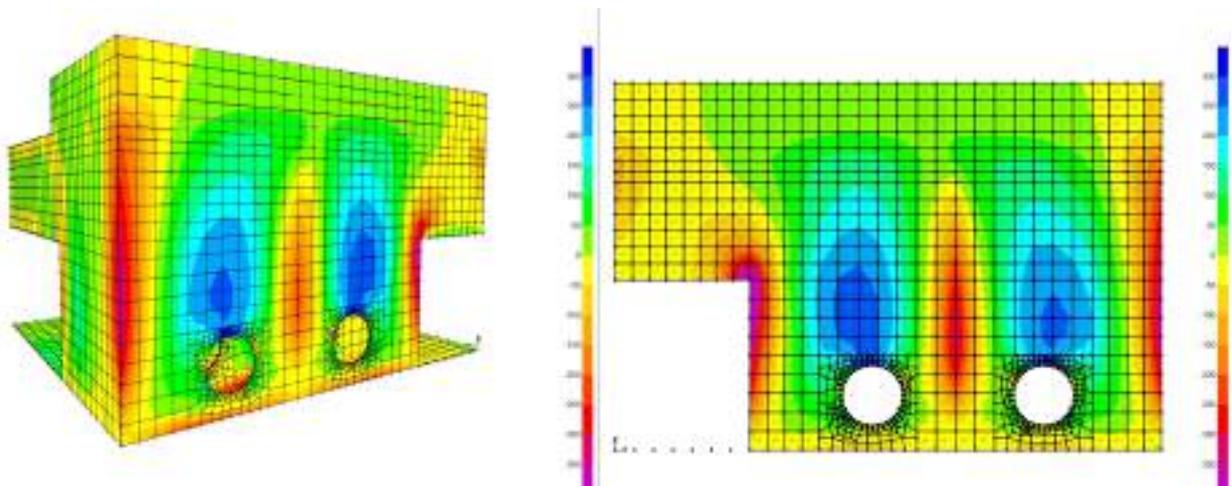


Figure 5-85: – $M_{11,min}$

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

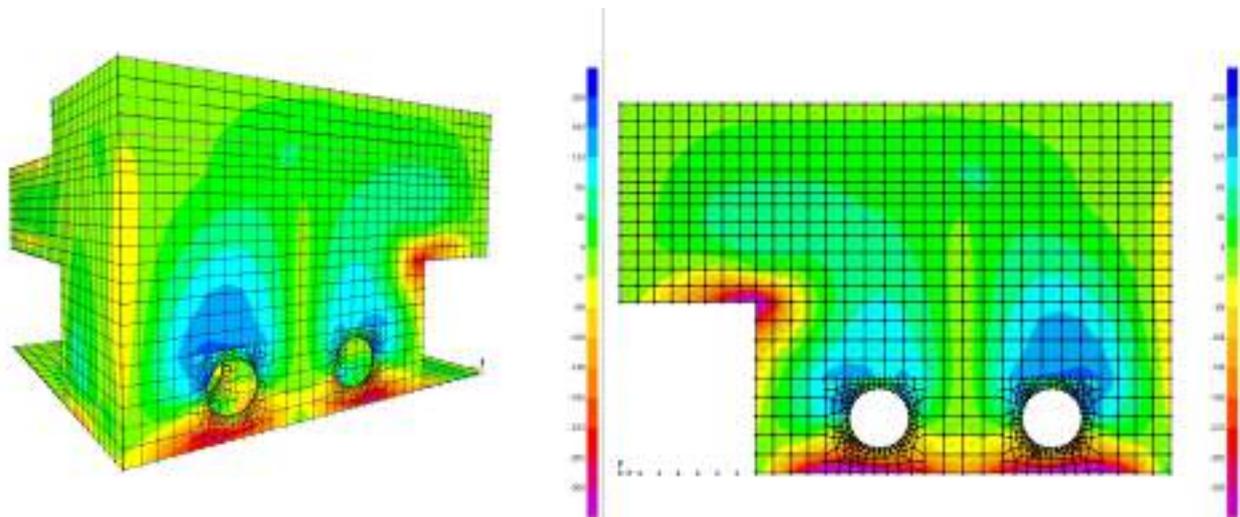


Figure5-86: – $M_{22,max}$

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

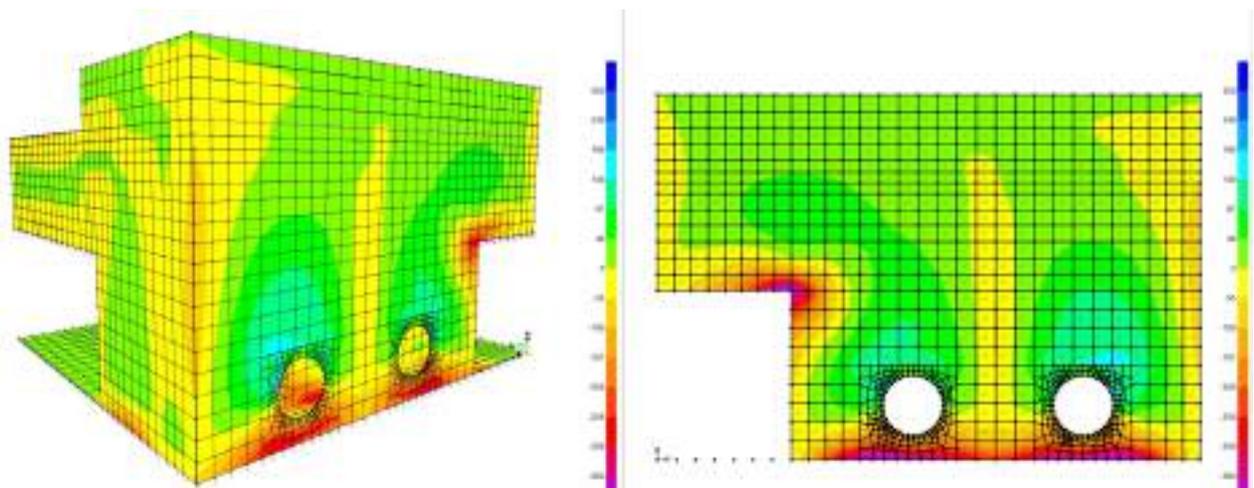


Figure5-87: – $M_{22,min}$

Verifiche setti Perimetrali

Verifica setti perimetrali interrati da 80cm

I setti perimetrali sono armati 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. Le verifiche strutturali di seguito riportate sono valide per i setti perimetrali da 80cm di spessore per il pozzo e per la camera di invaso superficiale.

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:	80.0	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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	650.00	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	350.00

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	350.00 (415.33)

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	330.00 (415.33)

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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	650.00	0.30	1023.13	1.574	72.0	0.11	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+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	3.74	80.0	0.00	59.1	-139.7	72.9	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	-0.00079	0.00028	0.50	0.60	0.000419 (0.000419)	379	0.159(0.30)	415.33

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	3.53	80.0	0.00	59.1	-131.7	72.9	17.8	1775	38.0	9.5

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	-0.00075	0.00026	0.50	0.40	0.000395 (0.000395)	379	0.150(0.20)	415.33

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:	80.0	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	500.00	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	360.00

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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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 (403.28)	

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	300.00 (403.28)	

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	500.00	-0.20	987.97	1.976	70.4	0.14	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. [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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

1	S	4.19	80.0	0.00	59.1	-149.9	70.7	19.7	1971	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	-0.00082	0.00029	0.50	0.60	0.000412 (0.000412)	473	0.195(0.30)	403.28

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	3.49	80.0	0.00	59.1	-124.9	70.7	19.7	1971	38.0	9.0

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	-0.00074	0.00026	0.50	0.40	0.000375 (0.000375)	473	0.177(0.20)	403.28

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispongono nelle zone a ridosso dei setti dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli $\Phi 10/200 \times 200$. 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	$f_{td} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatra longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s1} = 10$	Ø	22 = 38.01 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$d = 729$	mm altezza utile	$A_{s3} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			38.01 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 800.0$ kN

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.524$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.372$	
$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.005$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{td}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa < 0.2 f_{td}

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

$V_{Rd} = 340.6$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5$ kN)

$V_{Rd} = 340.6$ kN valore di calcolo

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

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$\theta = 30.0$	°	inclinaz. bielle cks	angolo ammissibile
$\alpha = 90.0$	°	inclinaz. staffe	

Armatra a taglio (staffatura):

$A_{sw}/s =$ staffe Ø 10 mm con n° bracci (trasv) 5 passo 20 cm = 0.196 cm²/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{cs}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 873.2$ kN

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

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rsd} = 2575.9$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 873.2 > 800.0$ kN c.s. = 1.1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Verifica setti perimetrali fuori terra da 60cm

Le verifiche di seguito riportate sono valide per i setti della struttura fuori terra aventi spessore da 60cm. I setti perimetrali sono armati con 7 ϕ 20 al lembo superiore e 7 ϕ 20 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:	60.0	cm
Barre inferiori:	7 ϕ 20	(22.0 cm ²)
Barre superiori:	7 ϕ 20	(22.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	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	140.00 (216.33)

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	120.00 (216.33)

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	200.00	0.00	436.95	2.185	53.4	0.12	0.70	44.0 (9.2)

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+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	3.54	60.0	0.00	45.6	-142.7	53.0	15.2	1521	22.0	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	-0.00079	0.00025	0.50	0.60	0.000400 (0.000400)	439	0.176 (0.30)	216.33

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	2.83	60.0	0.00	45.6	-114.2	53.0	15.2	1521	22.0	14.3

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	-0.00067	0.00021	0.50	0.40	0.000343 (0.000343)	439	0.150 (0.20)	216.33

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:	60.0	cm
Barre inferiori:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.0	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	50.00

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	45.00 (210.49)

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	30.00 (210.49)

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	0.26	426.87	3.881	52.3	0.15	0.70	44.0 (8.9)

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	1.30	60.0	0.00	45.6	-49.9	51.0	15.2	1521	22.0	13.7

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00028	0.00009	0.50	0.60	0.000135 (0.000135)	507	0.068 (0.30)	210.49

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	0.78	60.0	0.00	45.6	-29.9	51.0	15.2	1521	22.0	13.7

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	-0.00019	0.00006	0.50	0.40	0.000090 (0.000090)	507	0.046 (0.20)	210.49

Nei confronti delle azioni di taglio non risulta necessario disporre specifica armatura. Si dispongono comunque spilli $\Phi 10/400 \times 400$. 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	$f_{ck} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 600$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 70$	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	$A_{s1} = 7 \text{ } \emptyset$	20	$= 21.99 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0 \text{ } \emptyset$	0	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 530$	mm	altezza utile	$A_{s3} = 0 \text{ } \emptyset$	0	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			21.99 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0$	kN	$V_{ed} = 230.0$	kN
----------------	----	------------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.614$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.406$	
$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.004$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa $< 0.2 f_{cd}$

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

$$V_{Rd} = 243.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 215.2 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 243.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Setti interni Pozzo

Setti interni Pozzo SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il setto interno del pozzo da 80cm. Nel software di calcolo il setto è posizionato nel piano Y-Z per $x=2.80m$. Su tale setto insiste da un lato la pressione dell'acqua di invaso mentre è libero sul lato opposto. Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11 (valori massimi)

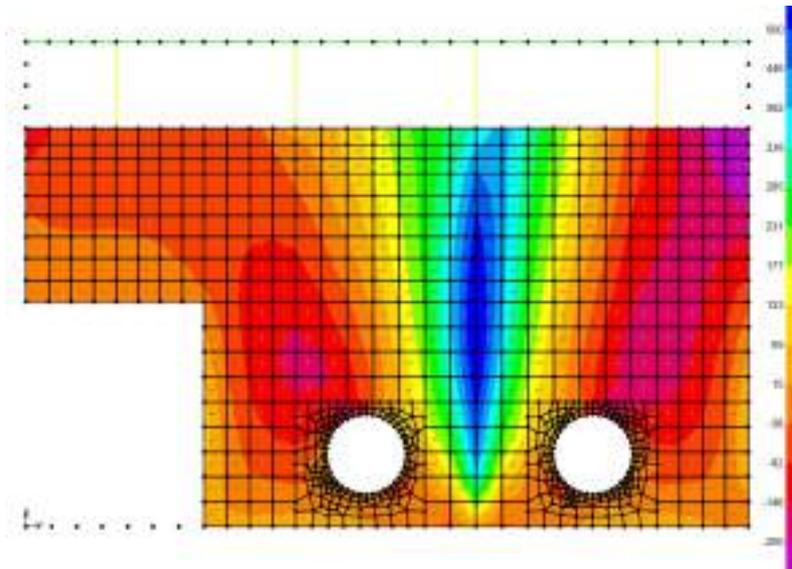


Figure 5-88: – M11,max

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

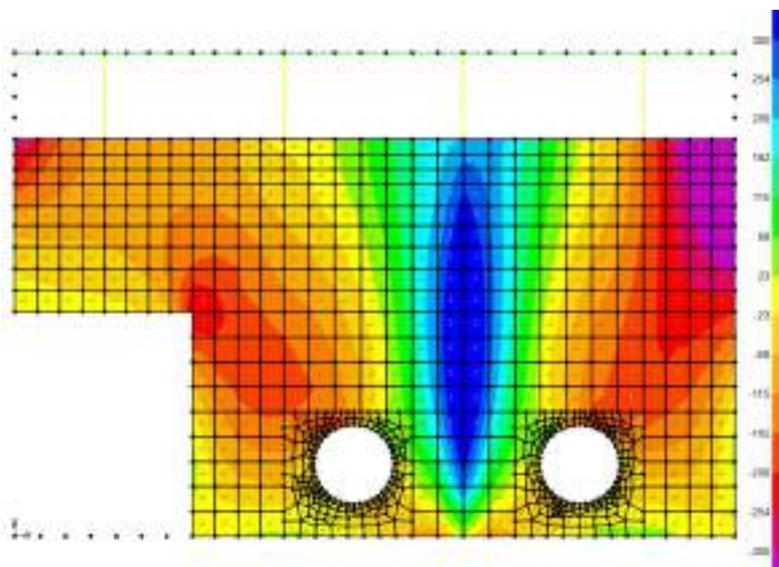


Figure 5-89 – M11,min

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

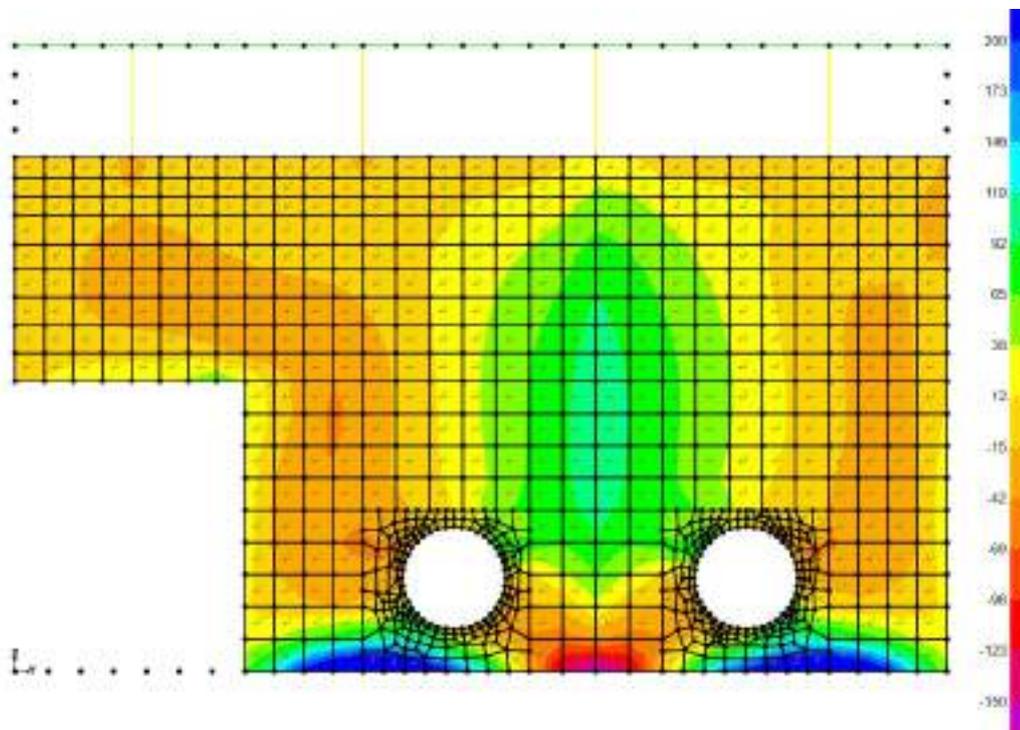


Figure 5-90: – M22,max

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

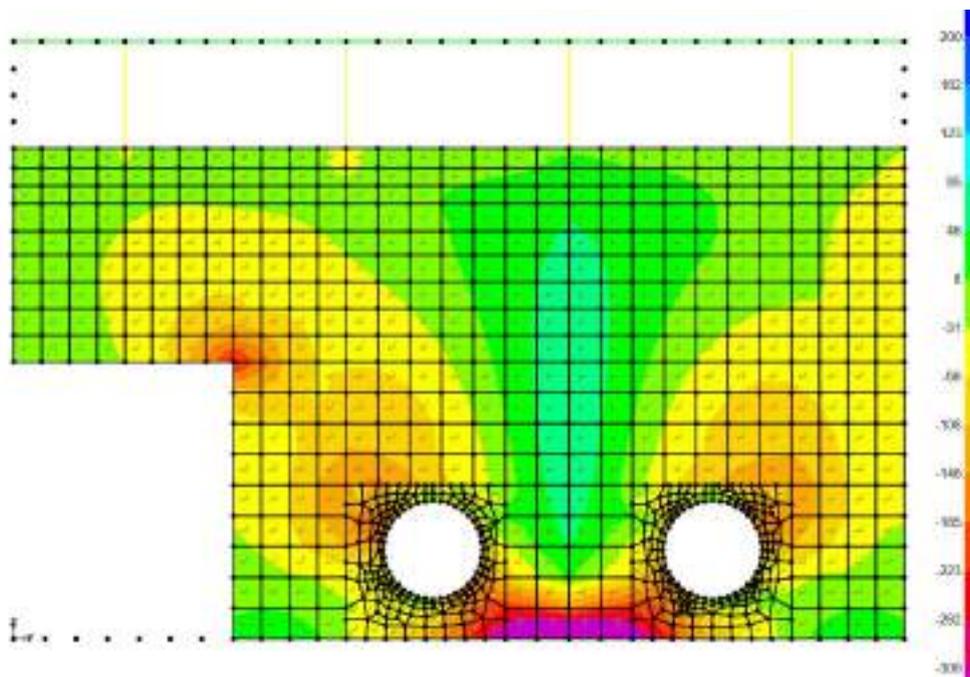


Figure5-91: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori minimi)

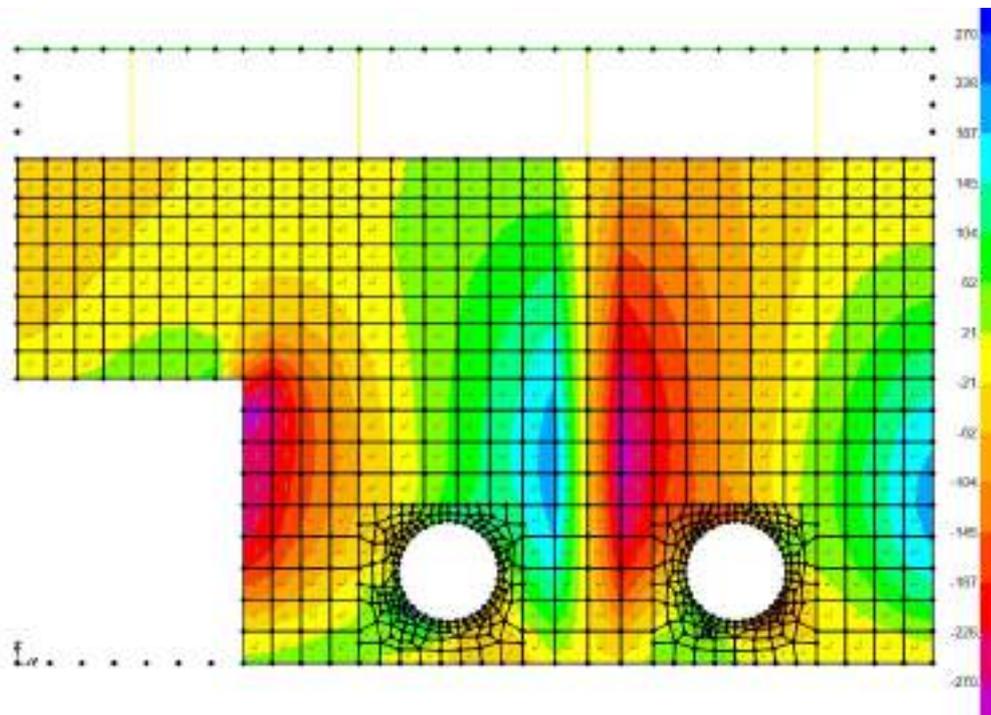


Figure 5-92: – V13,min

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23 (valori minimi)

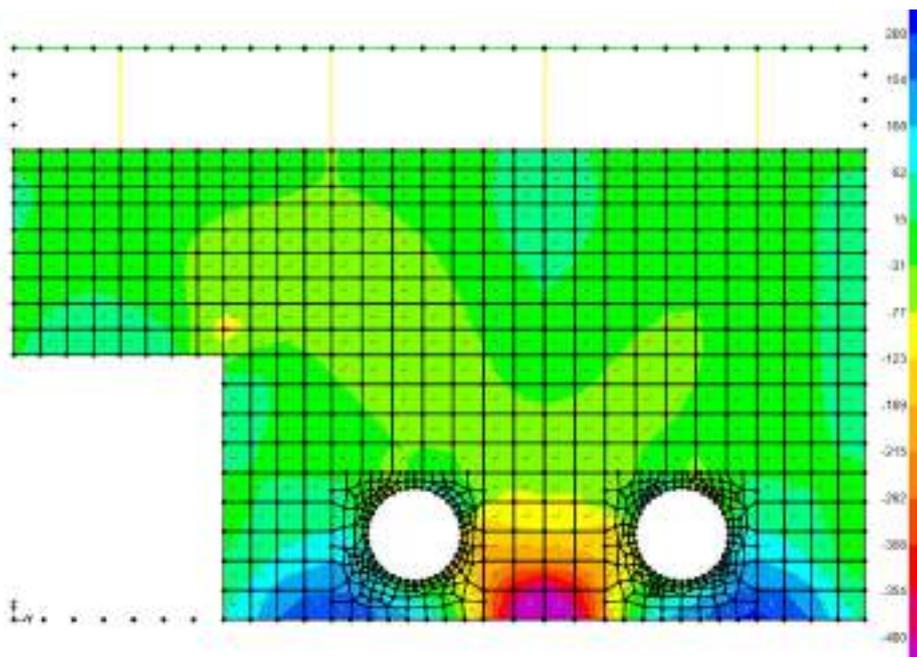


Figure 5-93: – V23,min

Setti interni Pozzo - SLE Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il setto interno del pozzo per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

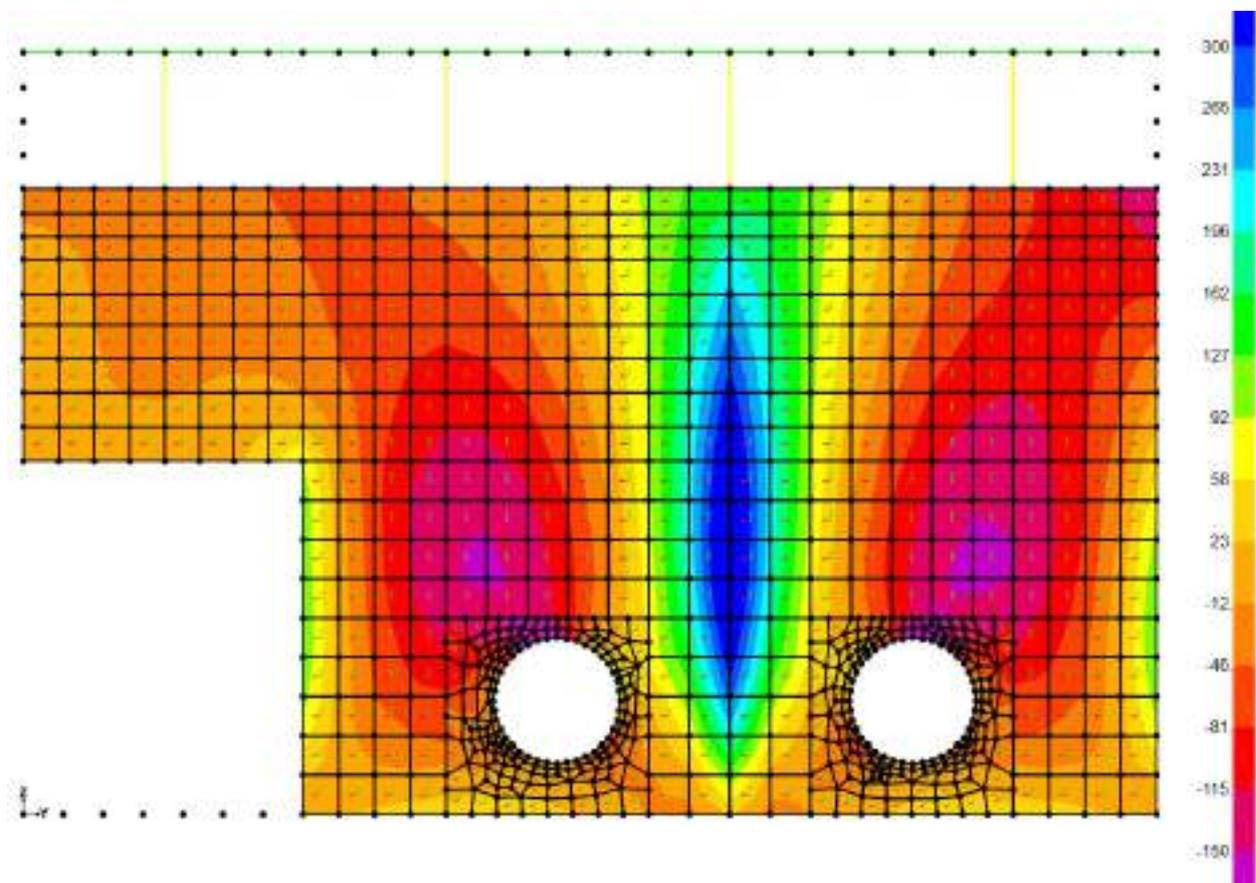


Figure 5-94: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

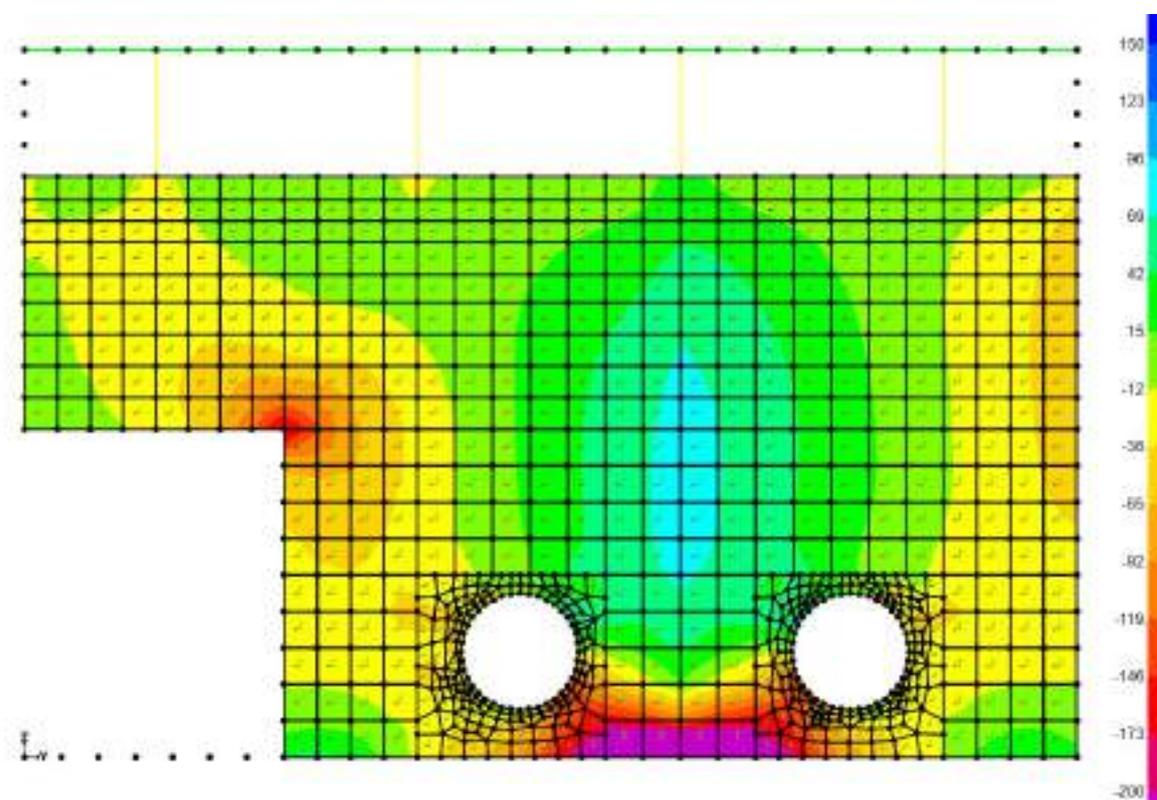


Figure 5-95: – M22

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 2.20MPa risulta minore del valore limite pari a 2.50 MPa e

pertanto accettabile. La sezione risulta essere armata con 10 ϕ 22 al lembo superiore ed inferiore disposti in entrambe le direzioni:

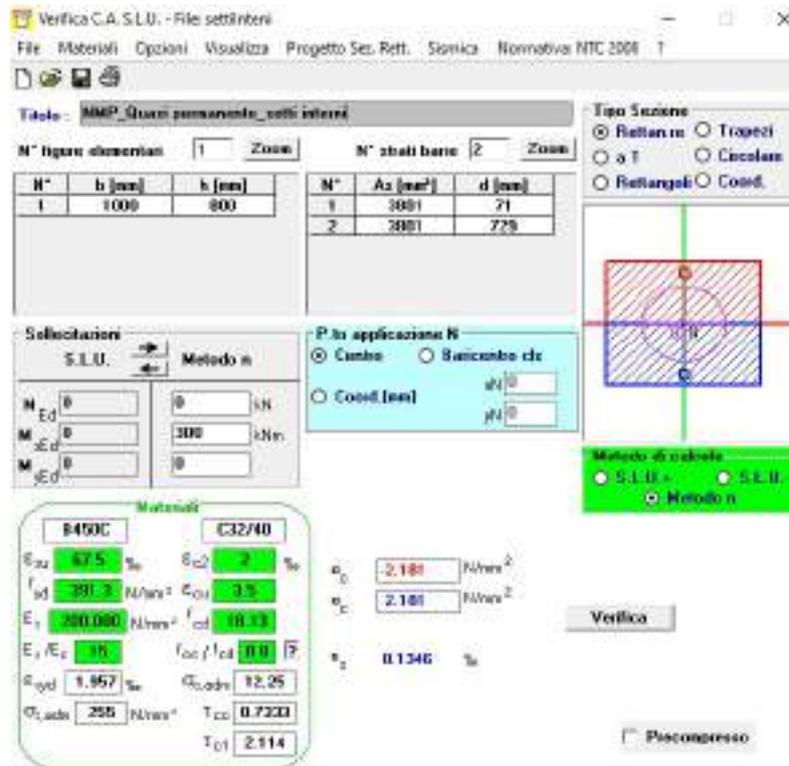


Figure 5-96 – Tensione massima di trazione nel cls

Setti interni Pozzo - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per i setti interni del pozzo per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

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

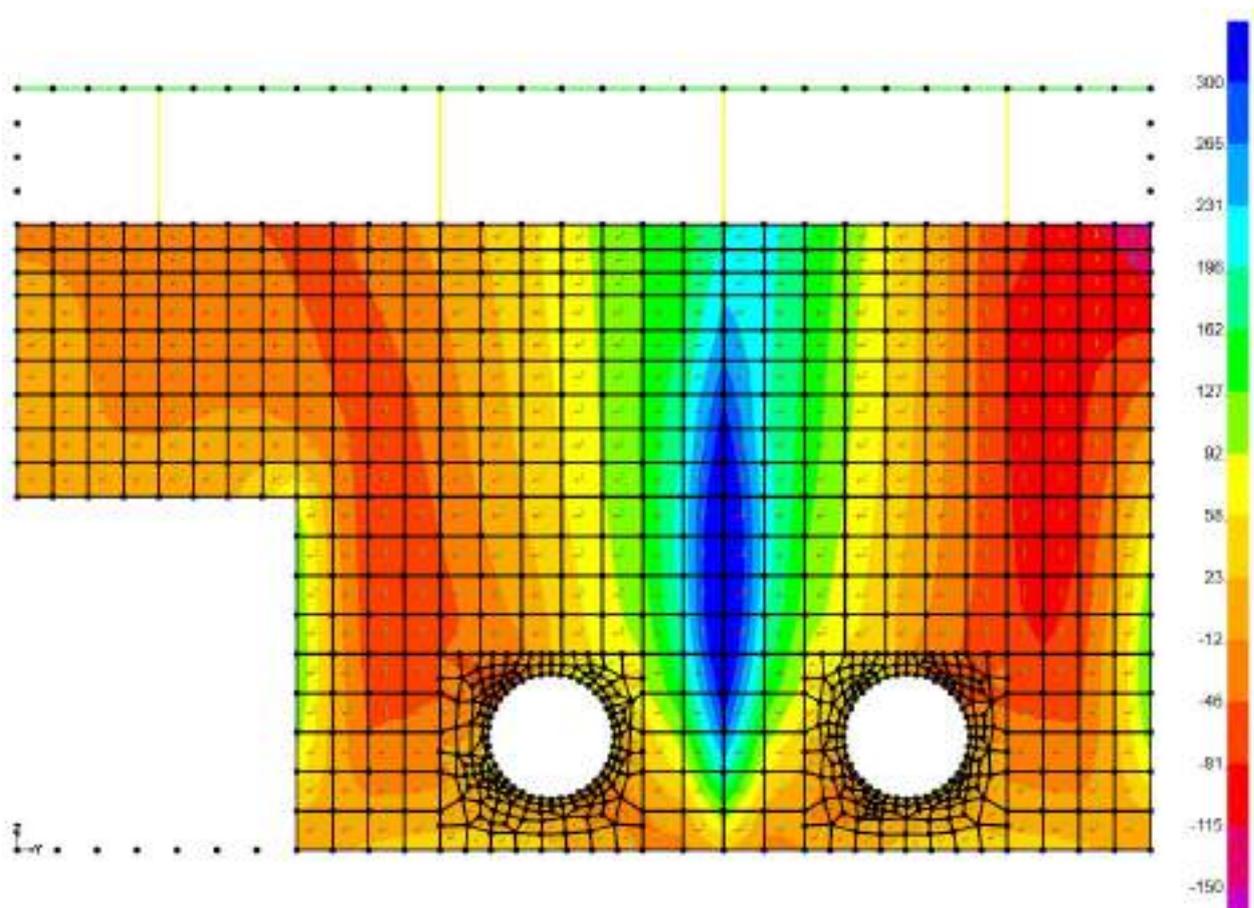


Figure 5-97: – $M_{11,max}$

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

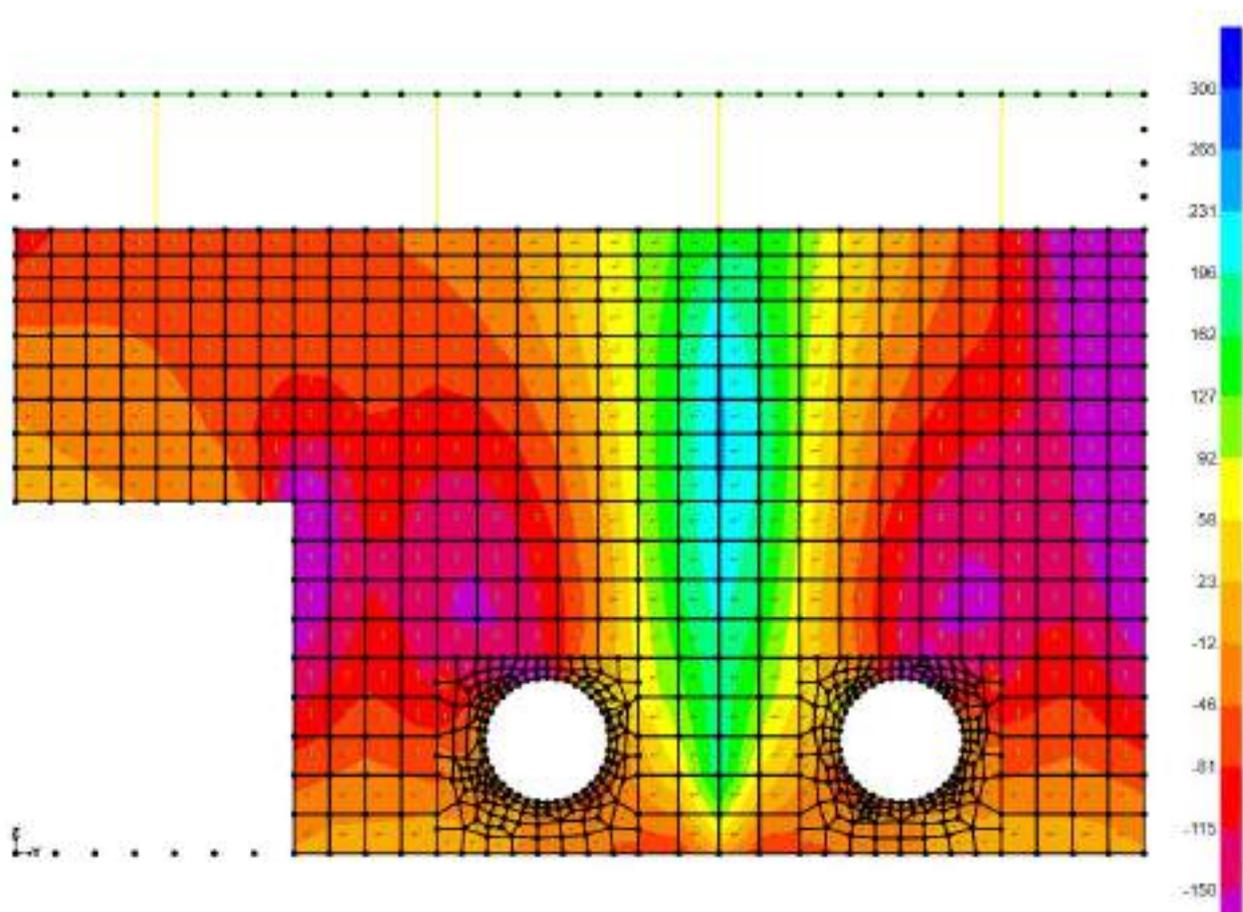


Figure 5-98: – M11,min

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

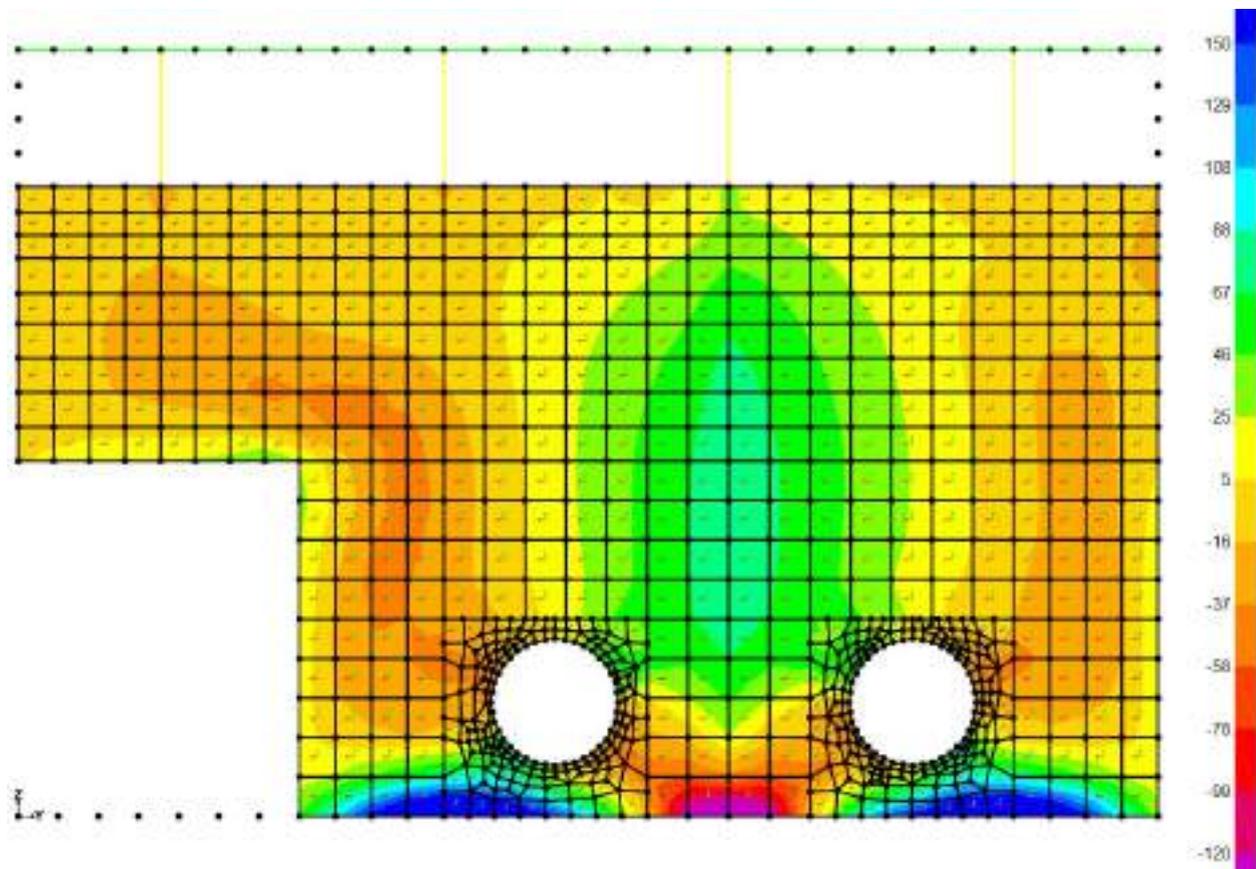


Figure 5-99– M22,max

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

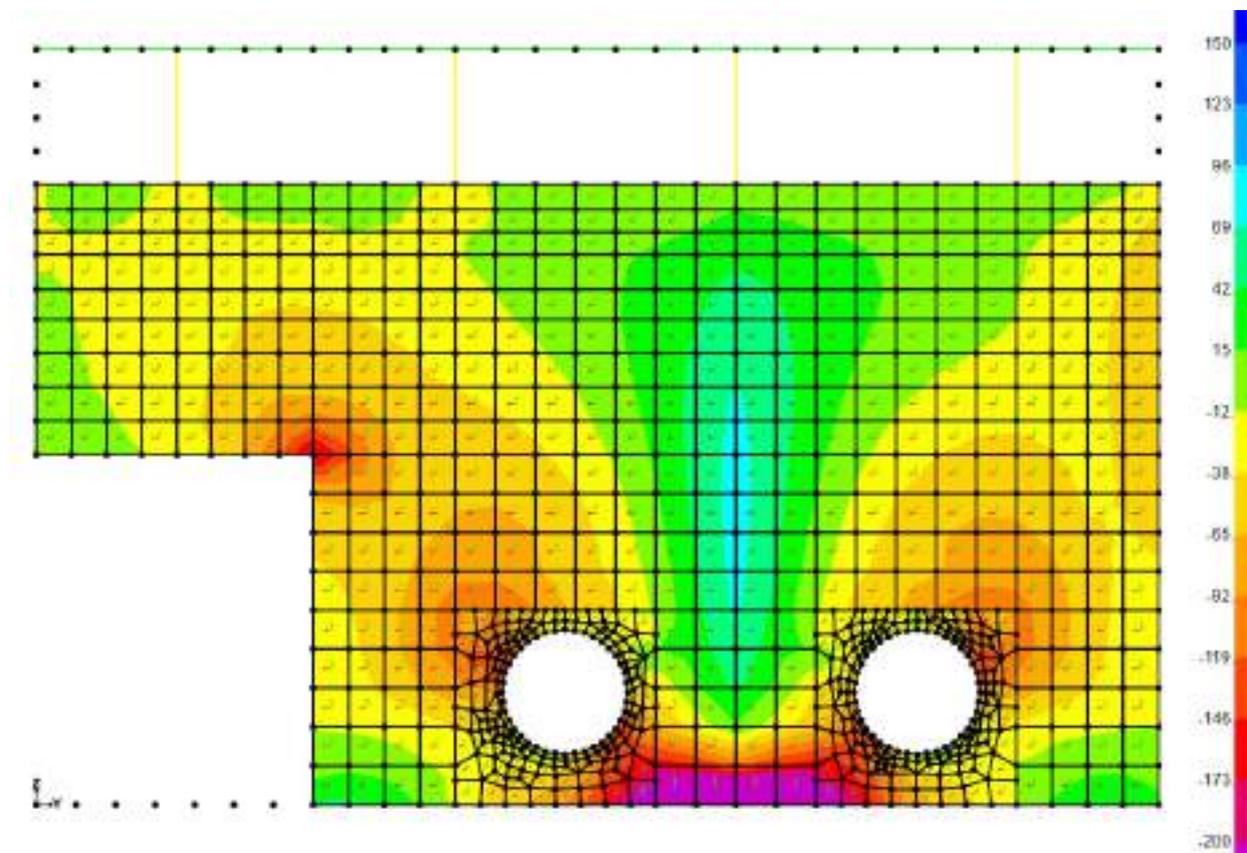


Figure 5-100: – $M_{22,min}$

Setti interni Pozzo - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il setto interno del pozzo per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

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

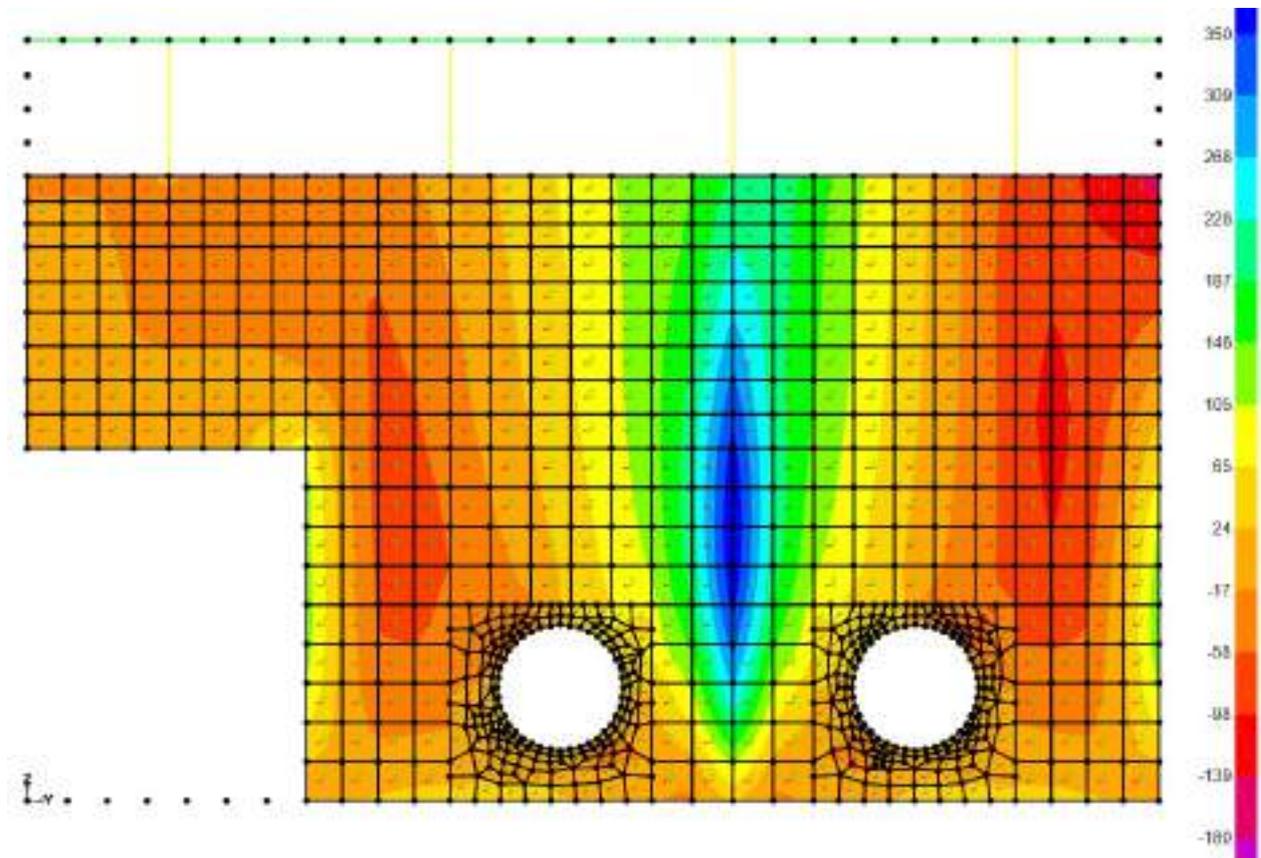


Figure 5-101: – $M_{11,max}$

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

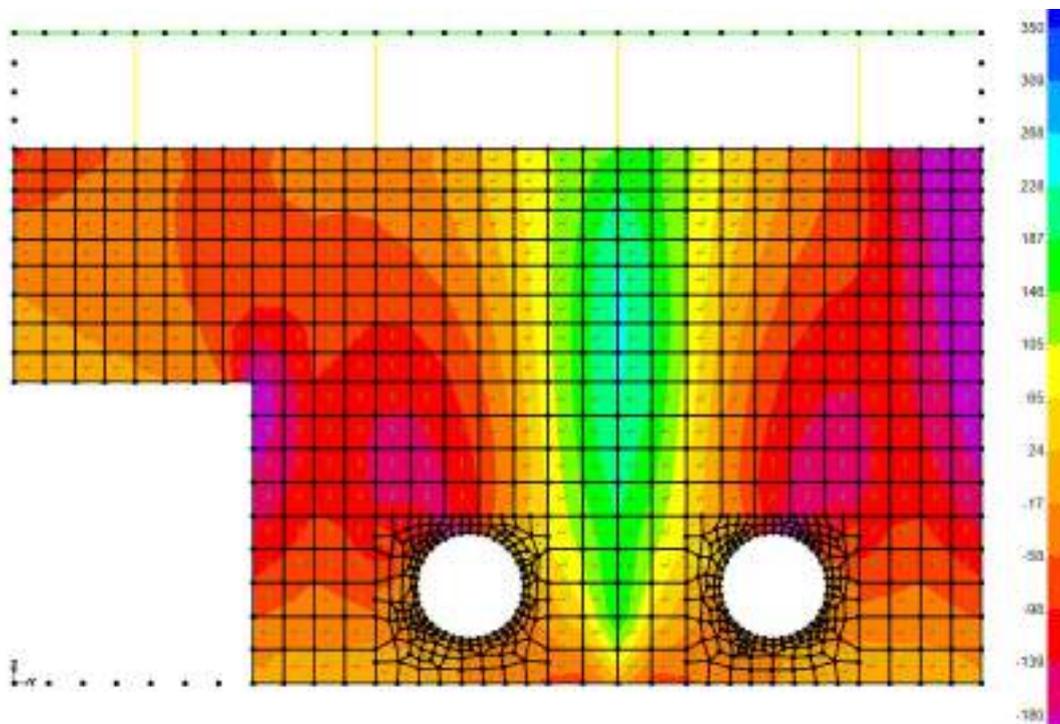


Figure5-102: – M11,min

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

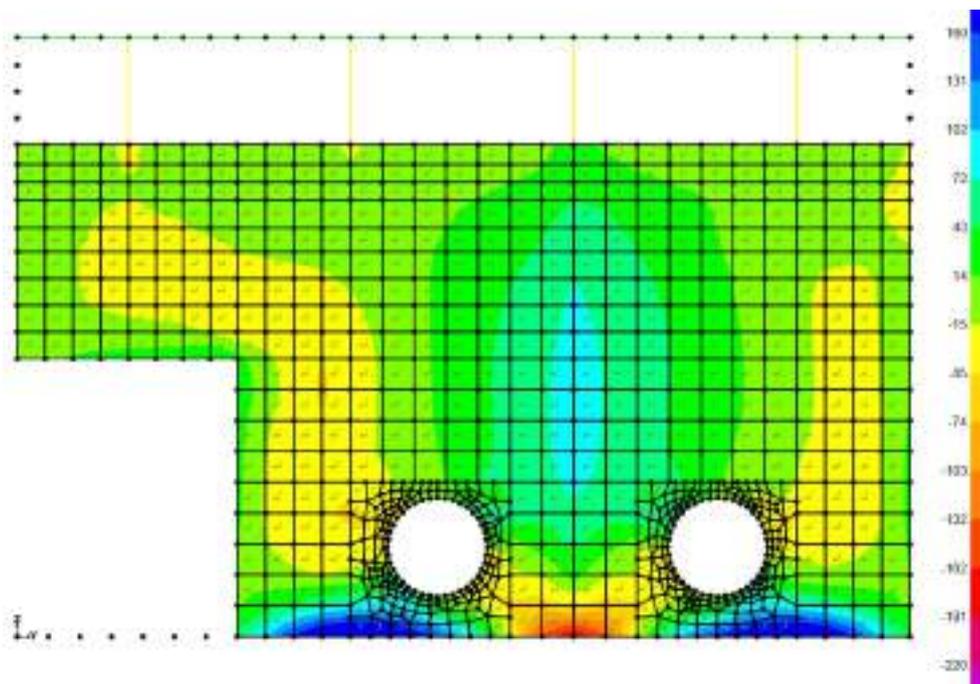


Figure 5-103: – $M_{22,max}$

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

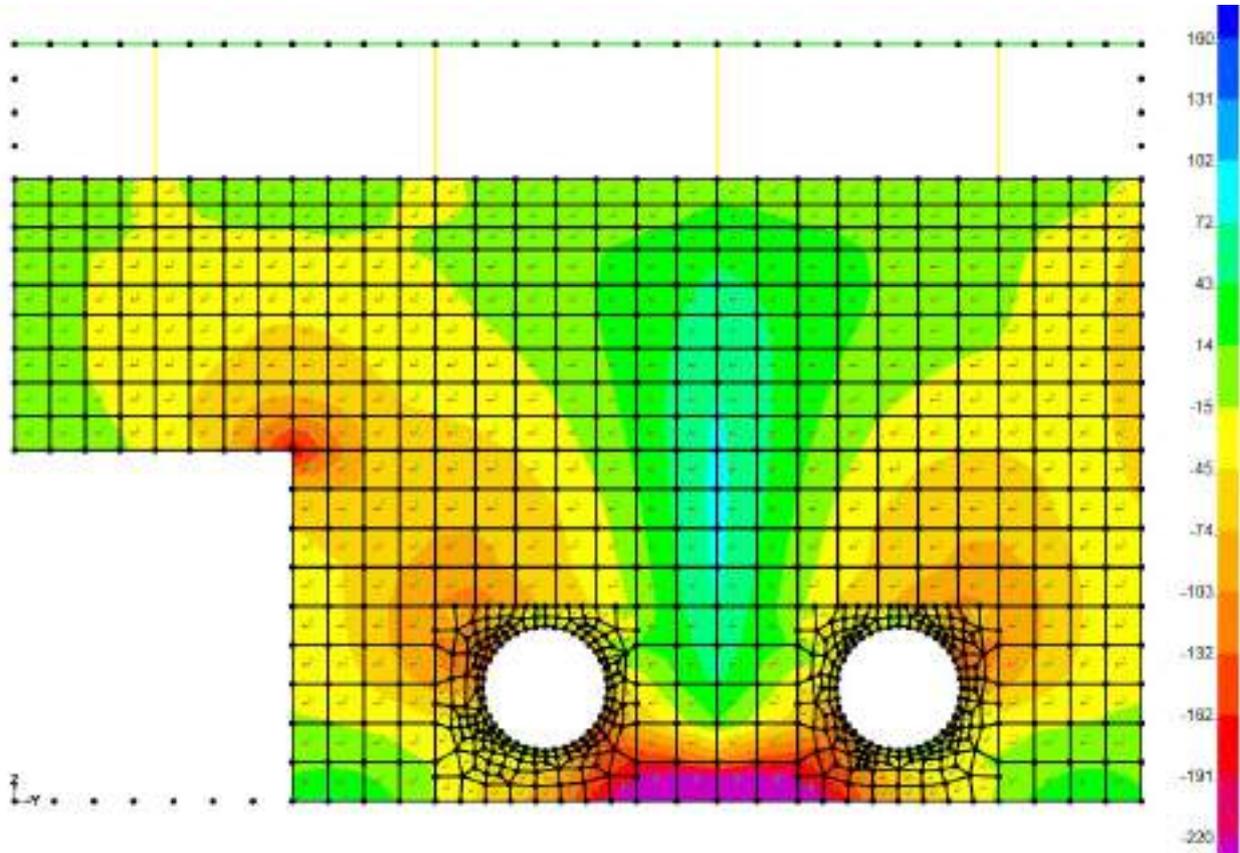


Figure 5-104: – $M_{22,min}$

Verifiche setti interni Pozzo

Verifica setti interni interrati da 80cm

I setti interni sono armati con $10\phi 22$ al lembo superiore e $10\phi 22$ 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 f_{cd} :	18.13 MPa
Deform. unitaria max resistenza ϵ_{c2} :	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:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Barre superiori:	10Ø22	(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	500.00	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	350.00

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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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 (415.33)

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	300.00 (415.33)

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	500.00	0.30	1023.13	2.046	72.0	0.11	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
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

1	S	3.74	80.0	0.00	59.1	-139.7	72.9	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	-0.00068	0.00024	0.50	0.60	0.000359 (0.000359)	379	0.136 (0.20)	415.33

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:	80.0	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	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	220.00

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	200.00 (403.28)

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	200.00 (403.28)

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	-0.20	987.97	3.293	70.4	0.14	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. [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	2.56	80.0	0.00	59.1	-91.6	70.7	19.7	1971	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	-0.00049	0.00017	0.50	0.60	0.000250 (0.000250)	473	0.118 (0.20)	403.28

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispongono nelle zone a ridosso dei setti e all’attacco con la fondazione, dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli $\varnothing 10/200 \times 400$. Si dispongono spilli $\varnothing 10/400 \times 400$ 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	$A_{s1} = 10$	Ø	22 = 38.01 cm ²
$\alpha_{cs} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$d = 729$	mm	altezza utile	$A_{s3} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			38.01 cm ²

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

$N_{sd} = 0.0$ kN $V_{sd} = 400.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.524 < 2$
 $v_{min} = 0.035 k^3 f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.372$
 $\rho_1 = A_{st}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.005 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa < 0.2 fcd

$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / E_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$
 $V_{Rd} = 340.6$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 271.5$ kN)
 $V_{Rd} = 340.6$ kN valore di calcolo

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 30.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

$A_{st}/s =$ staffe Ø 10 mm con n° bracci (trav) 5 passo 40 cm = 0.098 cm²/cm
 $V_{Rd} = 0.90 \times d \times (A_{st}/s) \times f_{yd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) \times \sin\alpha$ $V_{Rd} = 436.6$ kN
 $f_{cd} = 9.07$ MPa resist. di calcolo ridotta
 $\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha)$ $V_{Rcd} = 2575.9$ kN
 $V_{Ed} = \min(V_{Rcd}, V_{Rd})$ $V_{Rd} = 436.6 > 400.0$ kN c.s. = 1.1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Fondazione a quota 405m s.l.m.

Fondazione a quota 405m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione superficiale a quota 405m s.l.m.

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

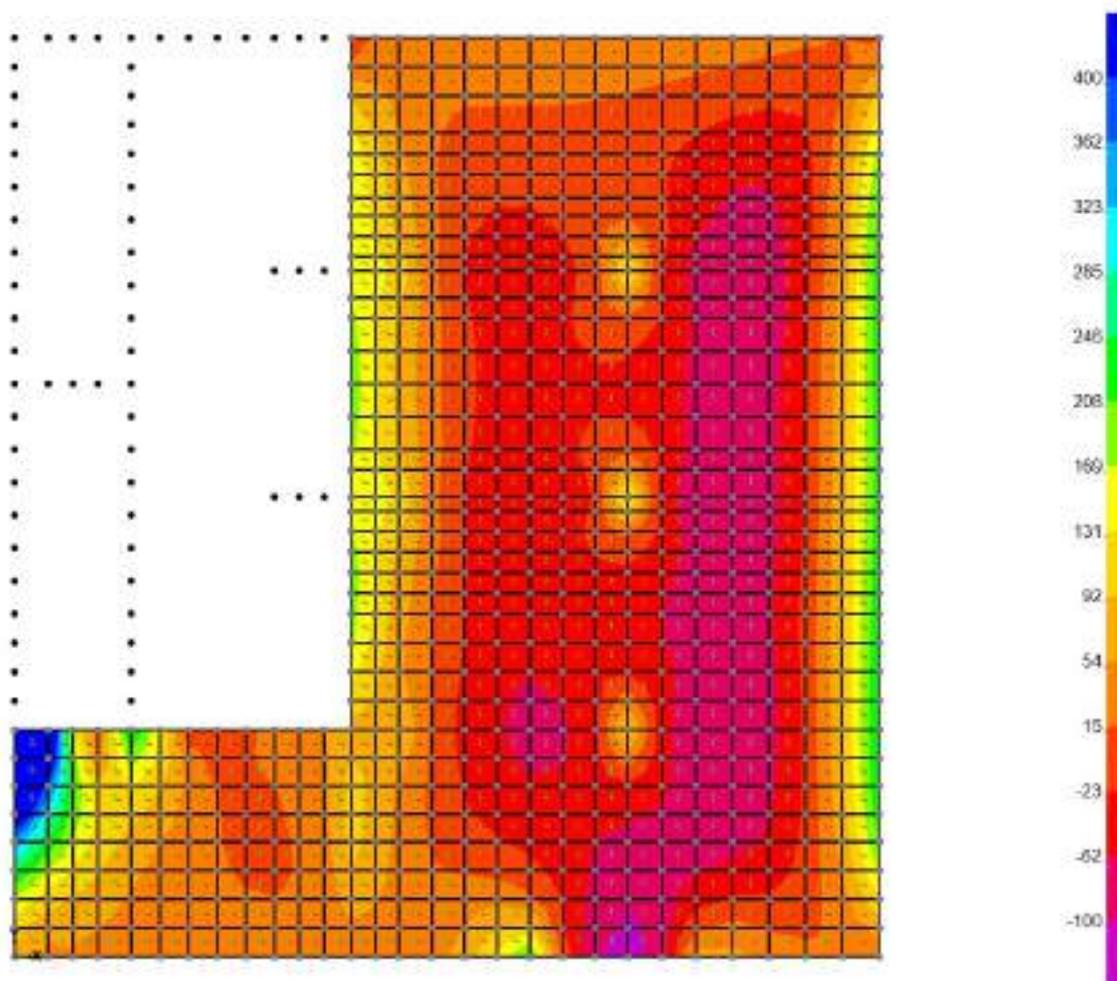


Figure 5-105: – $M_{11,max}$

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

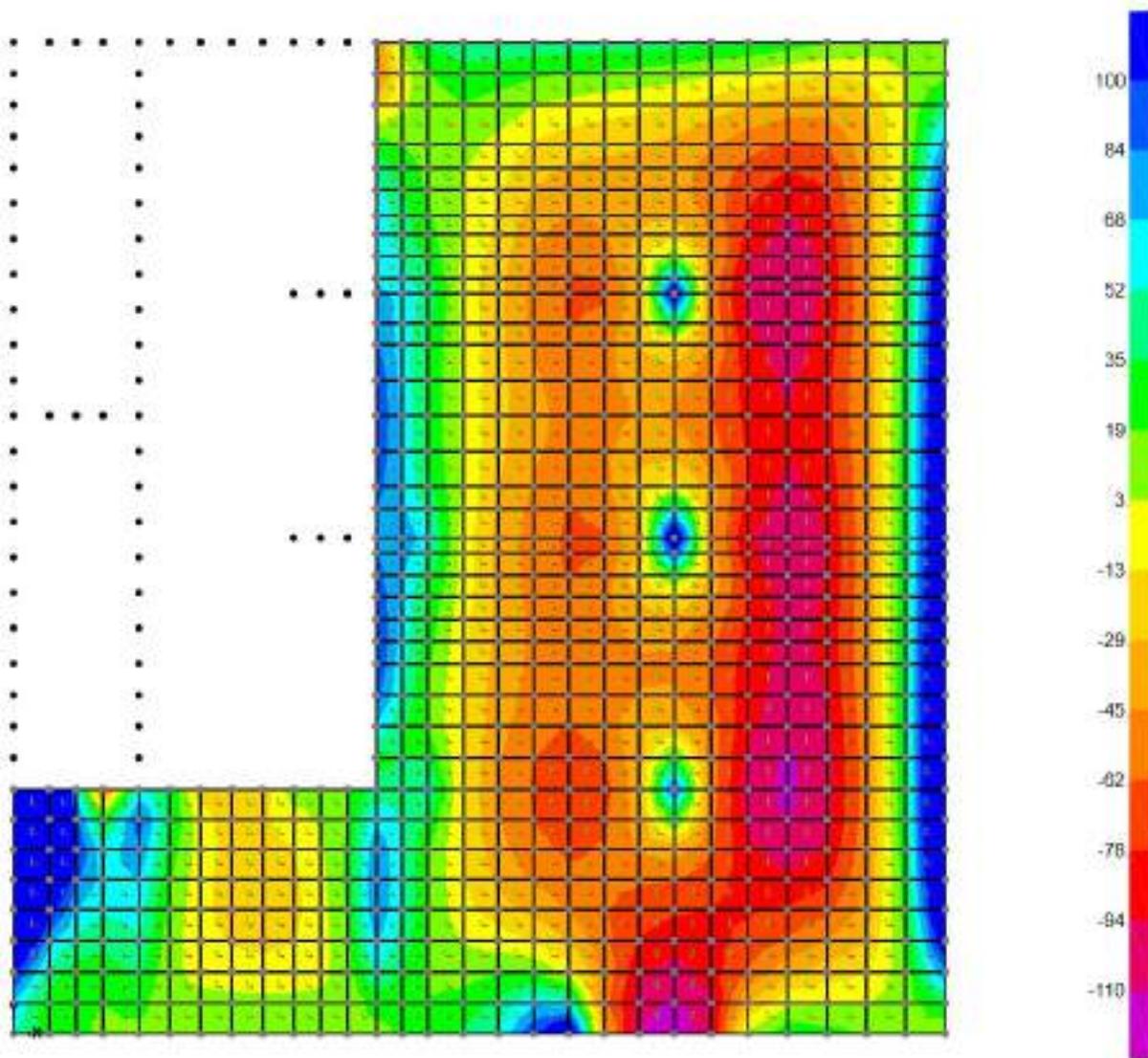


Figure 5-106: – MII_{min}

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

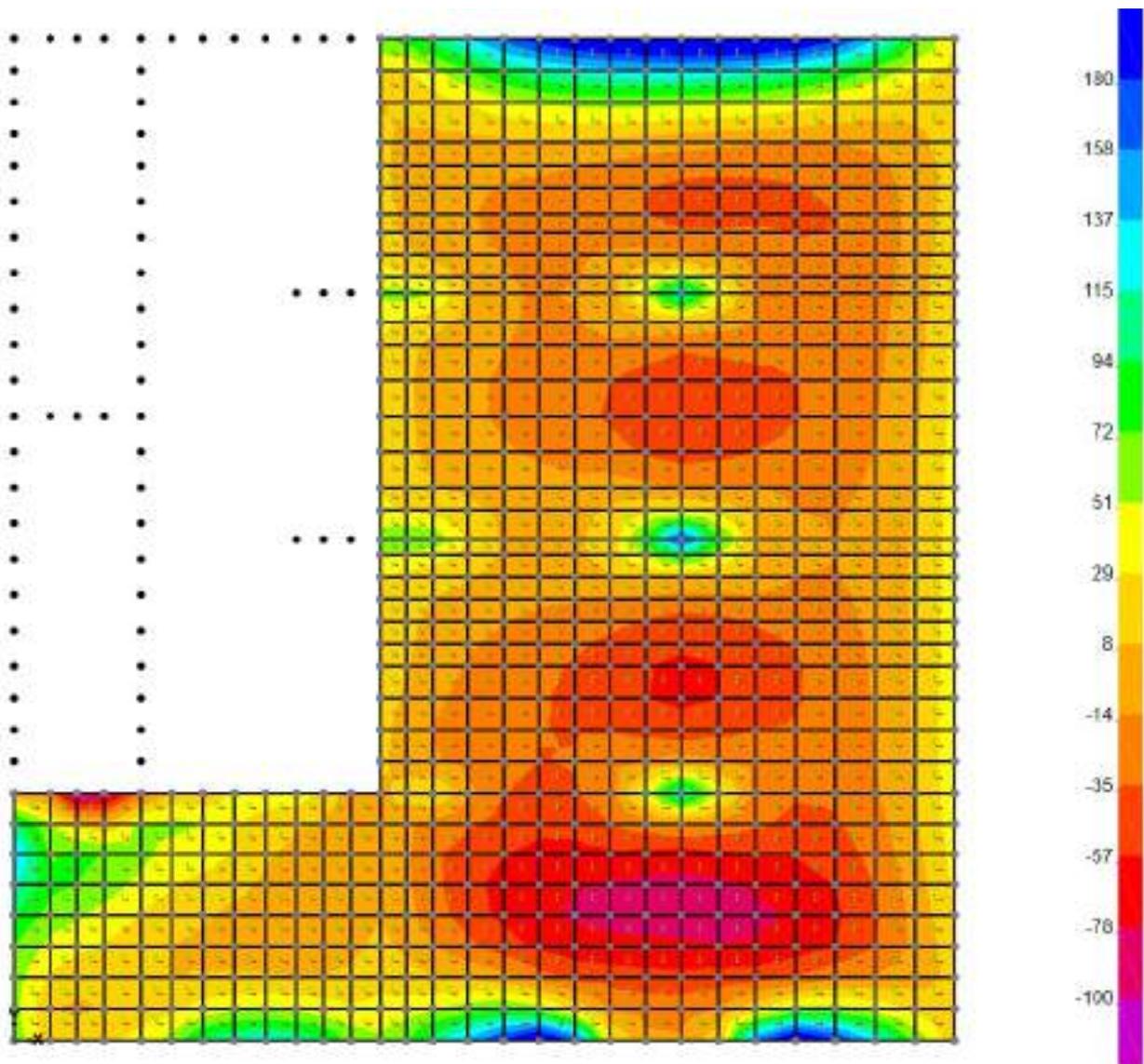


Figure 5-107: – $M_{22,max}$

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

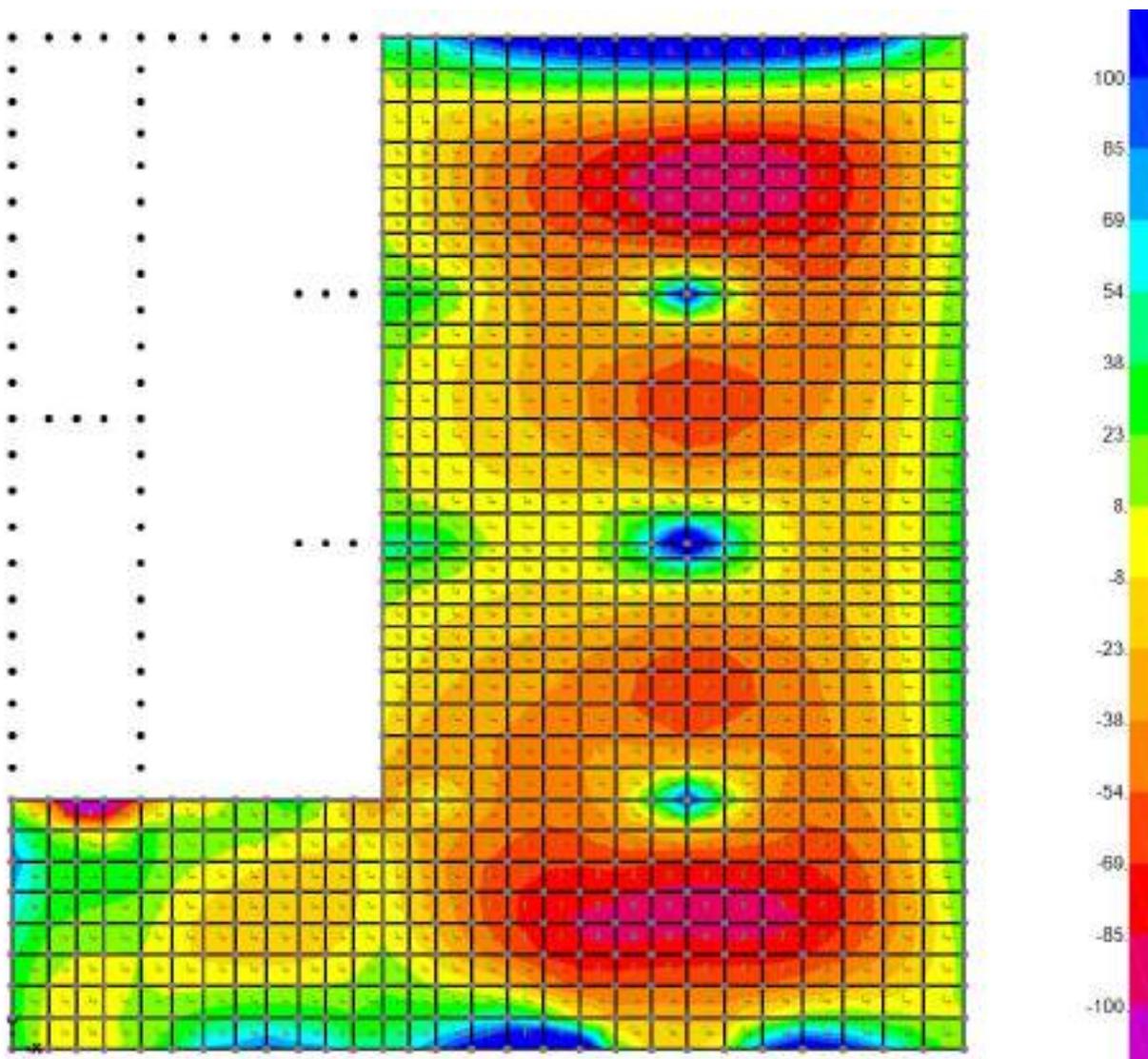


Figure 5-108: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

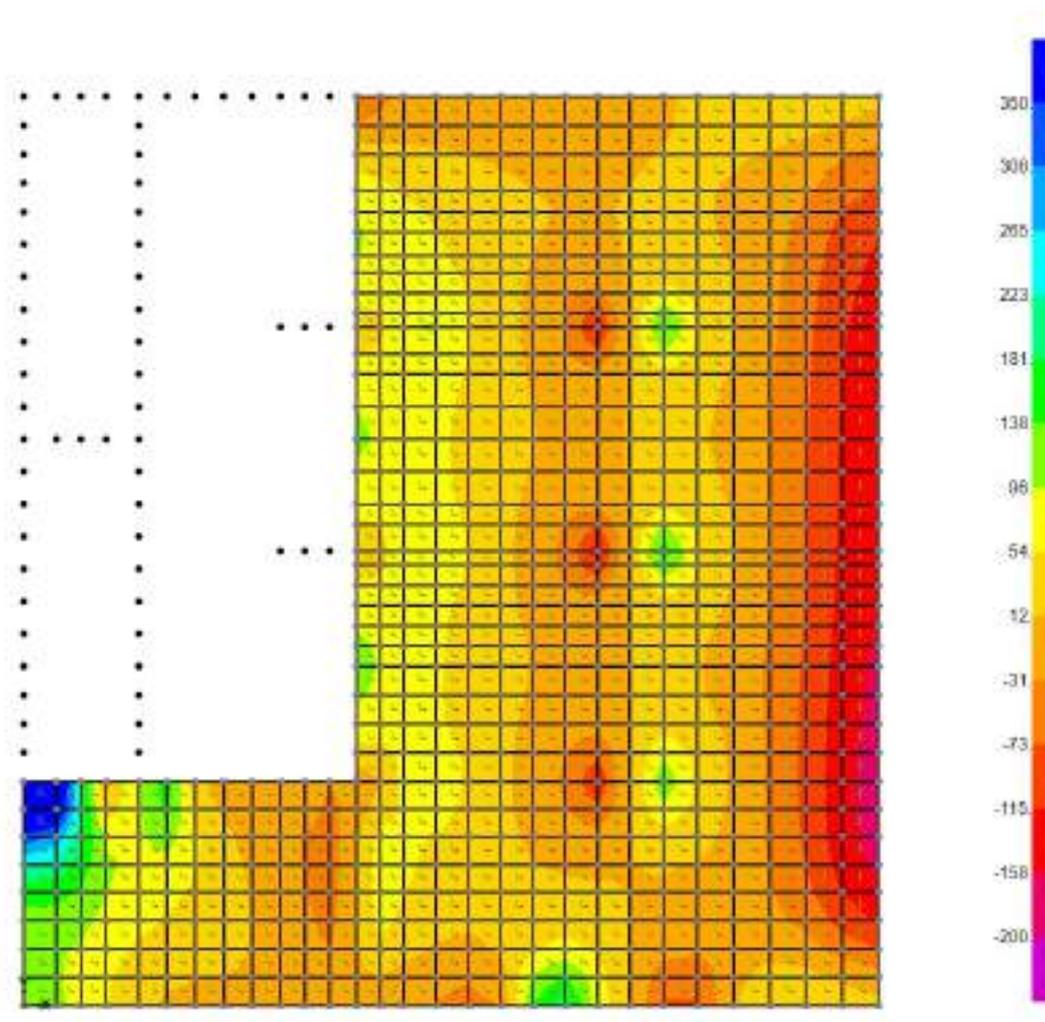


Figure 5-109: – V13,max

Fondazione a quota 405m 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

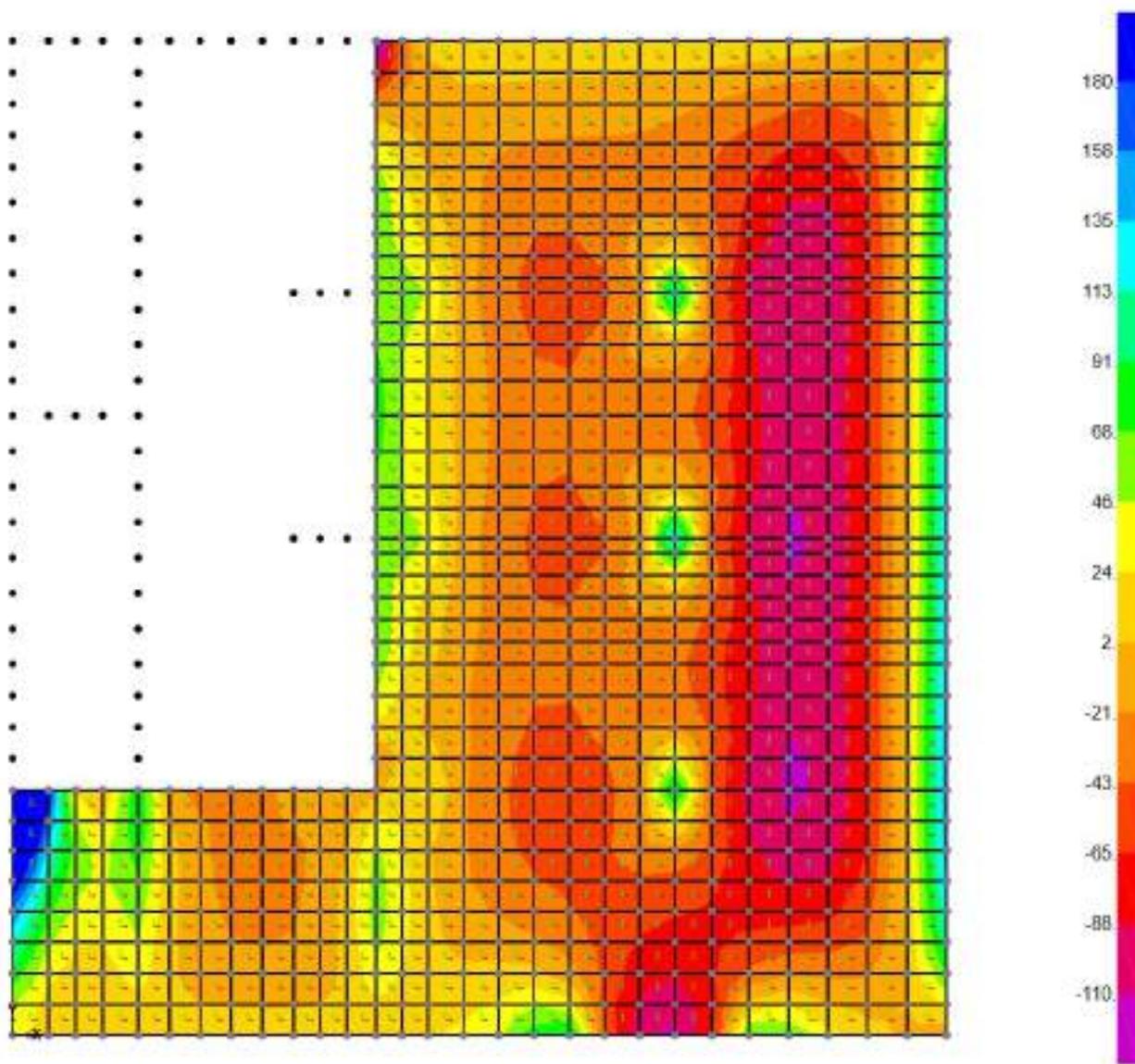


Figure 5-110: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

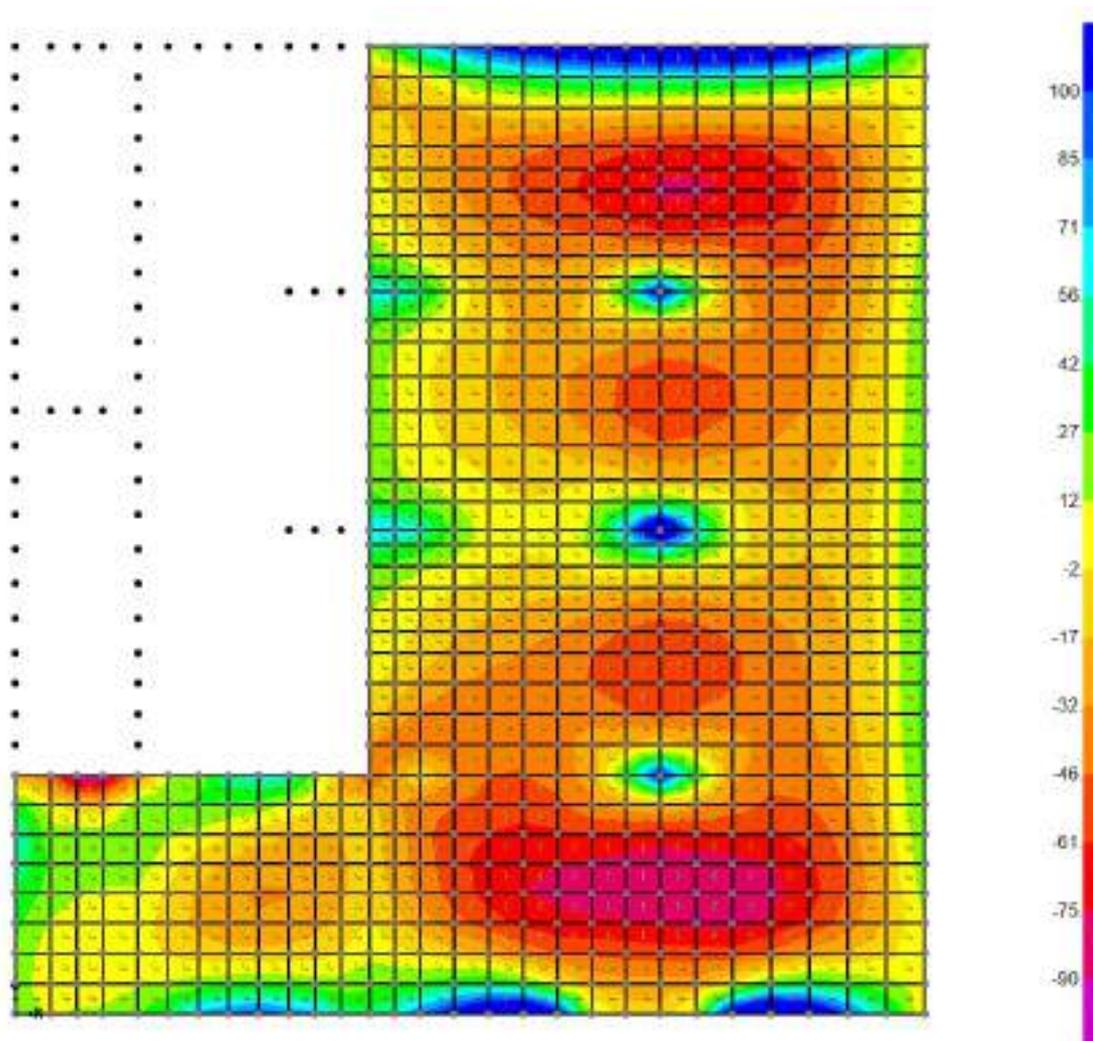


Figure 5-111: – M22

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 1.00 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:

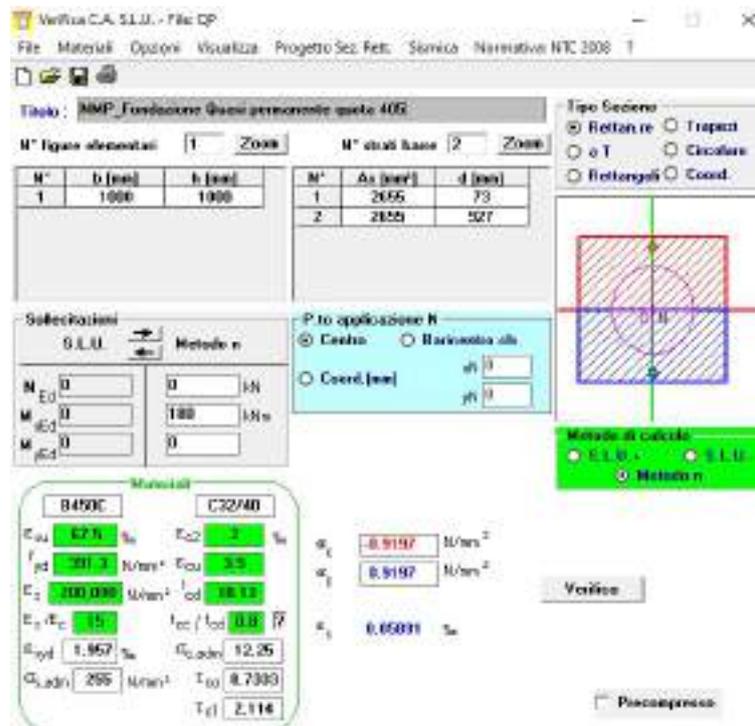


Figure 5-112: – Tensione massima di trazione nel cls

Fondazione a quota 405m 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)

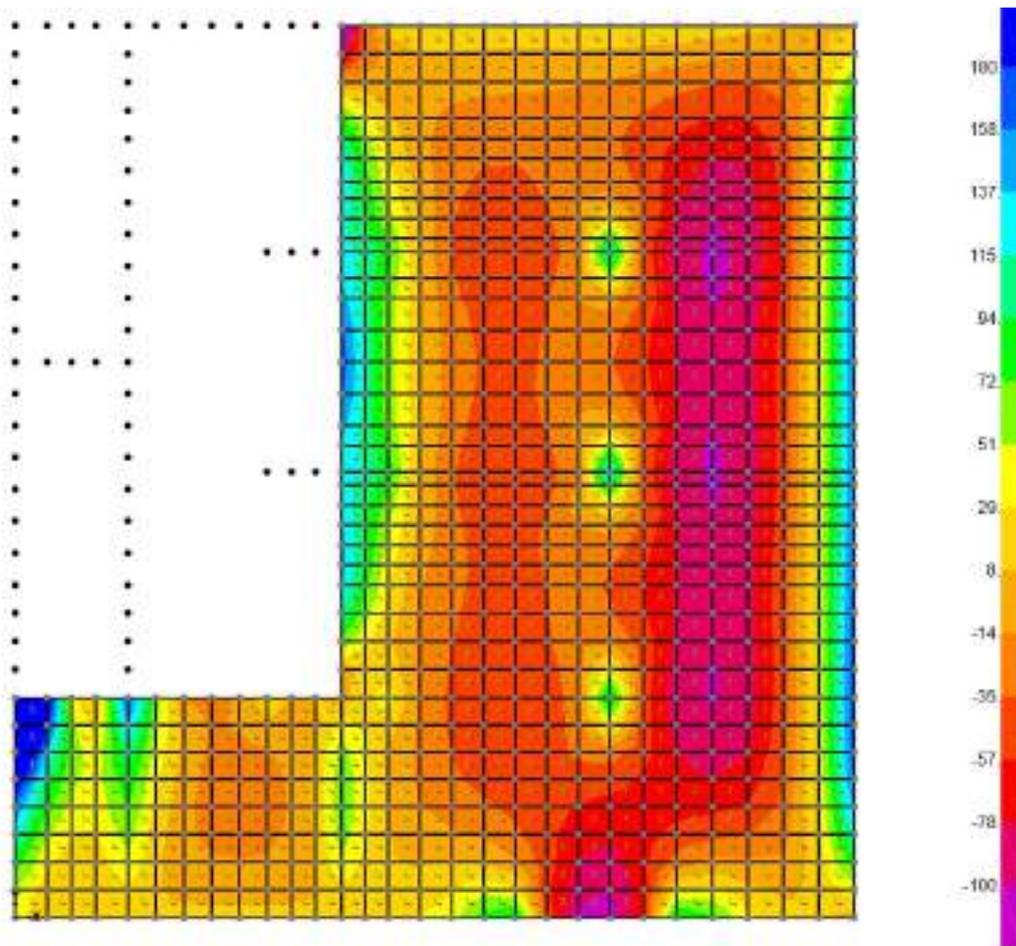


Figure 5-113: – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

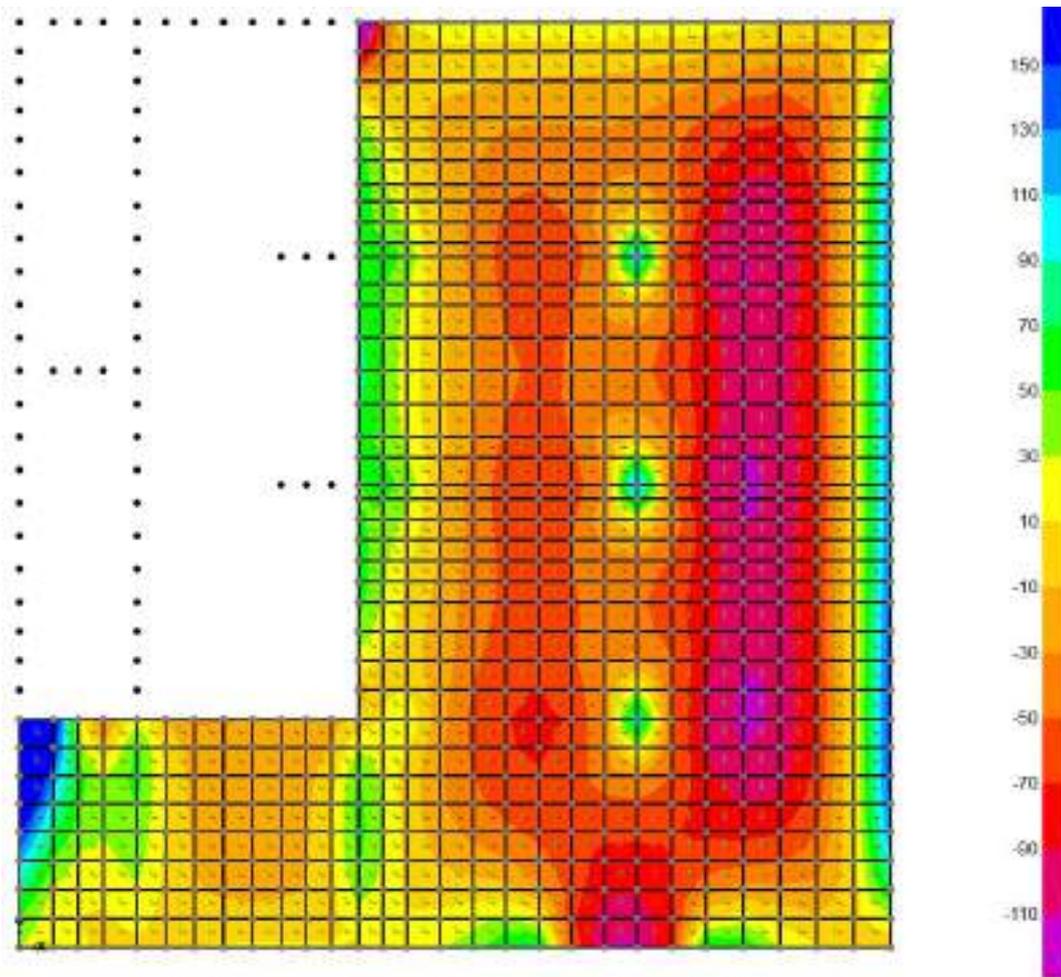


Figure5-114: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

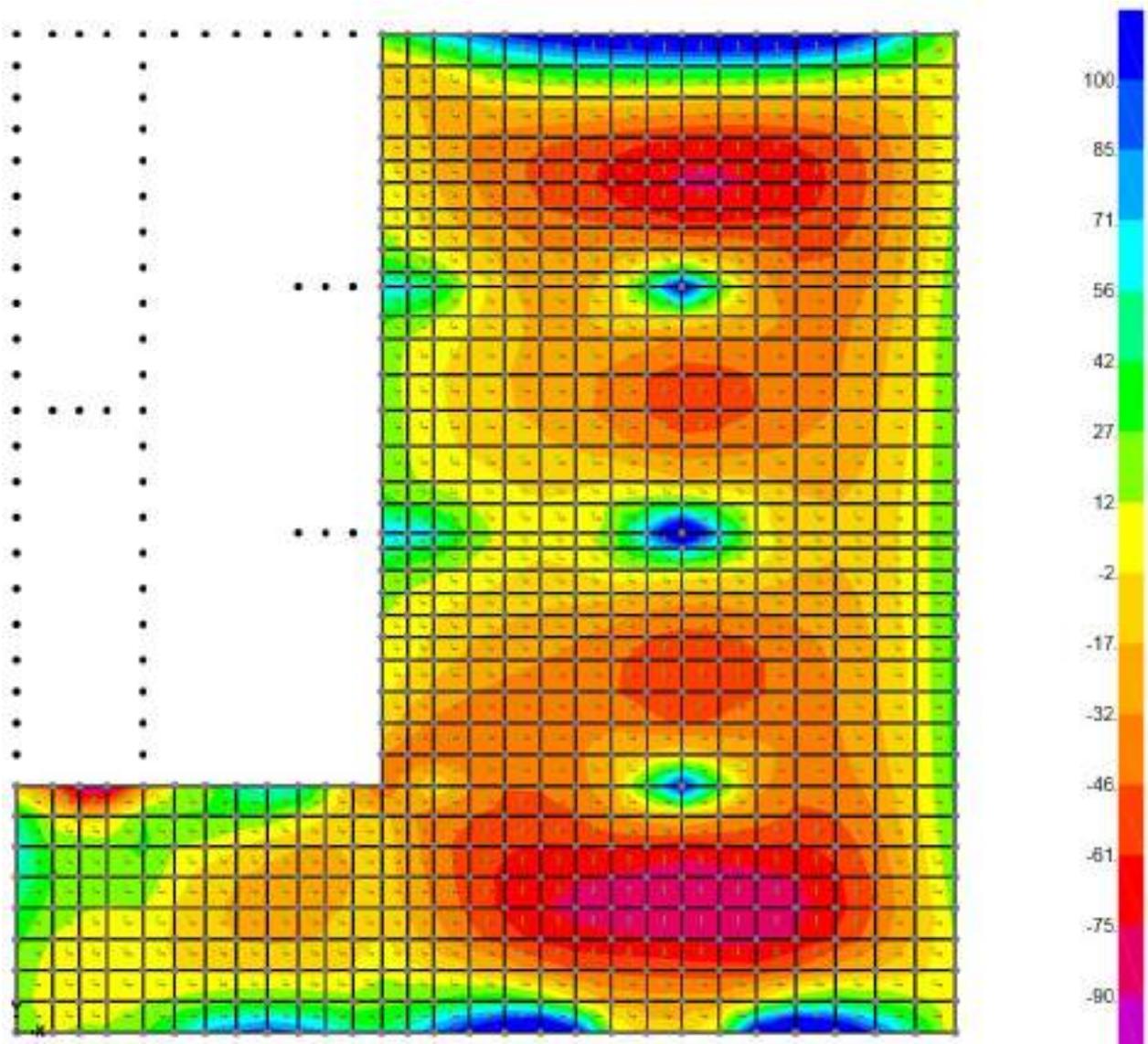


Figure 5-115– $M_{22,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

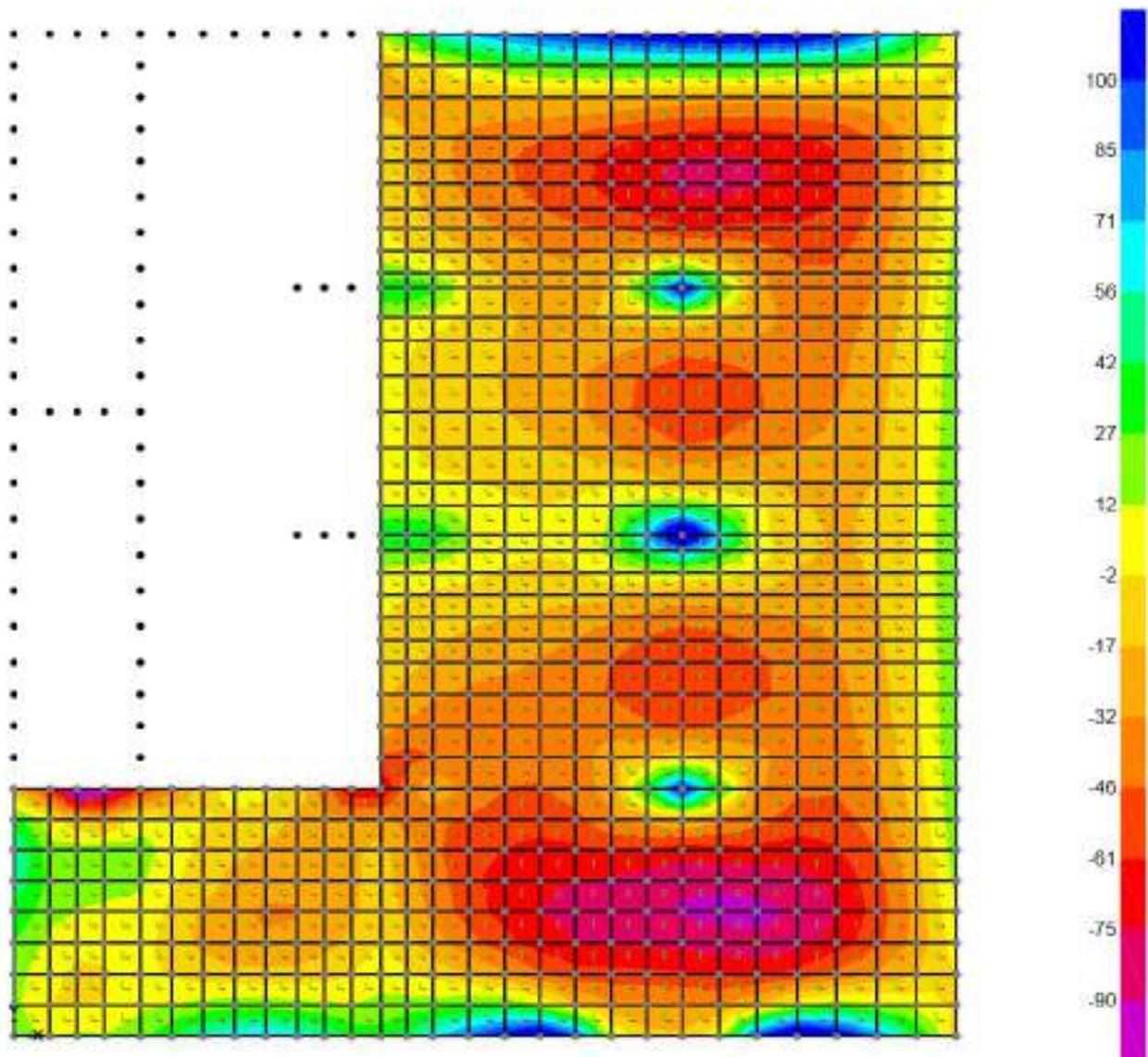


Figure 5-116: – $M_{22,min}$

Fondazione a quota 405m 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)

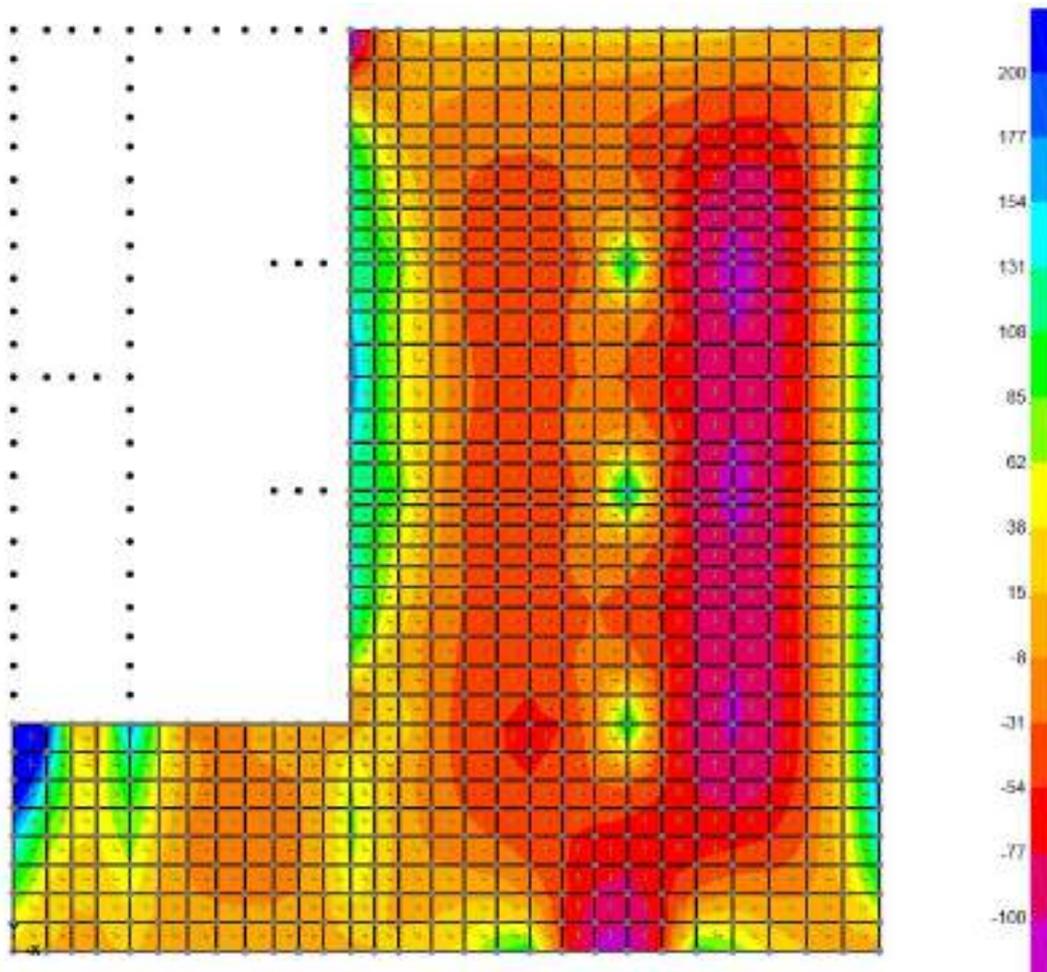


Figure 5-117: - $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

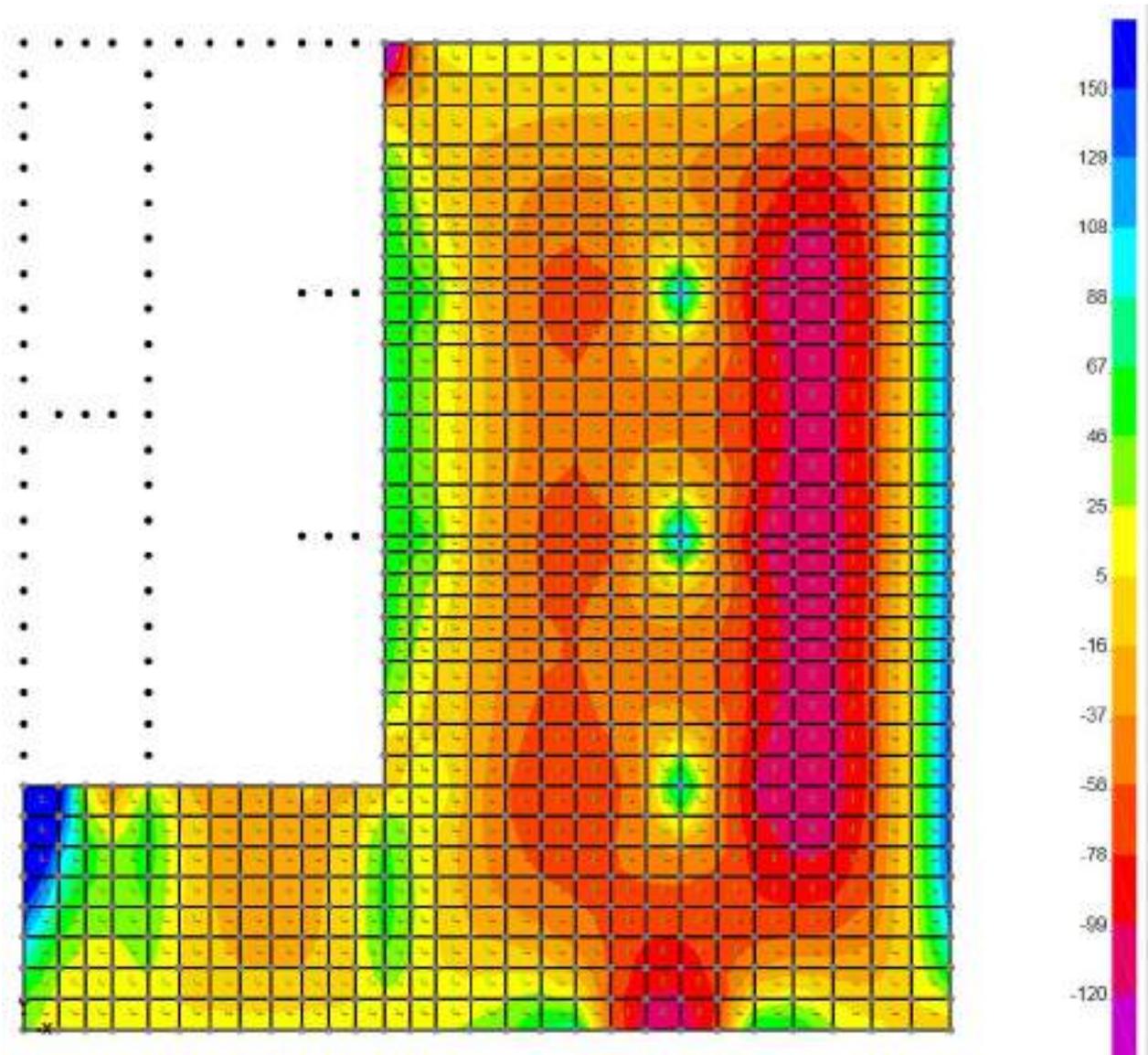


Figure 5-118 – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

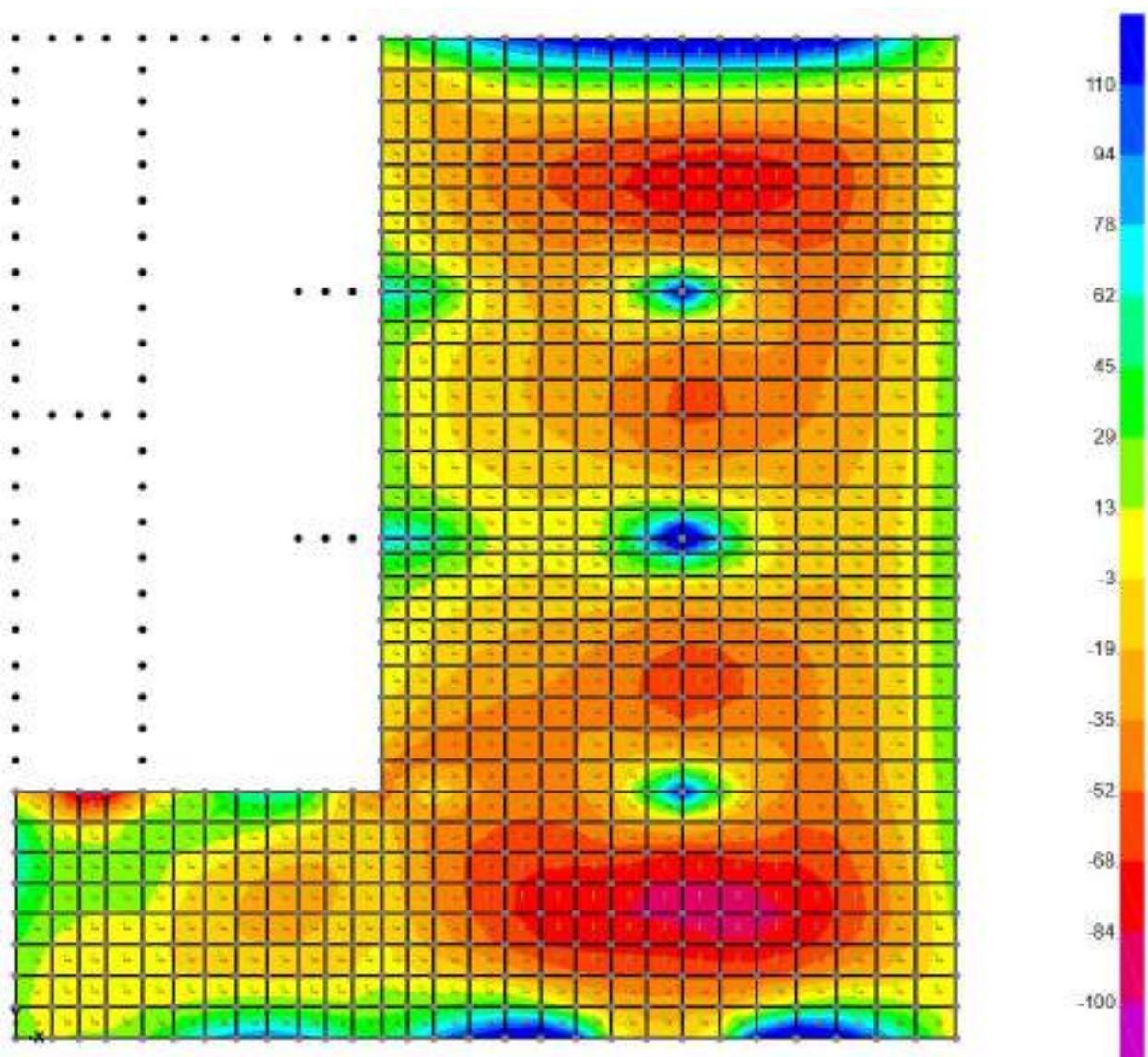


Figure 5-119: – $M_{22,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

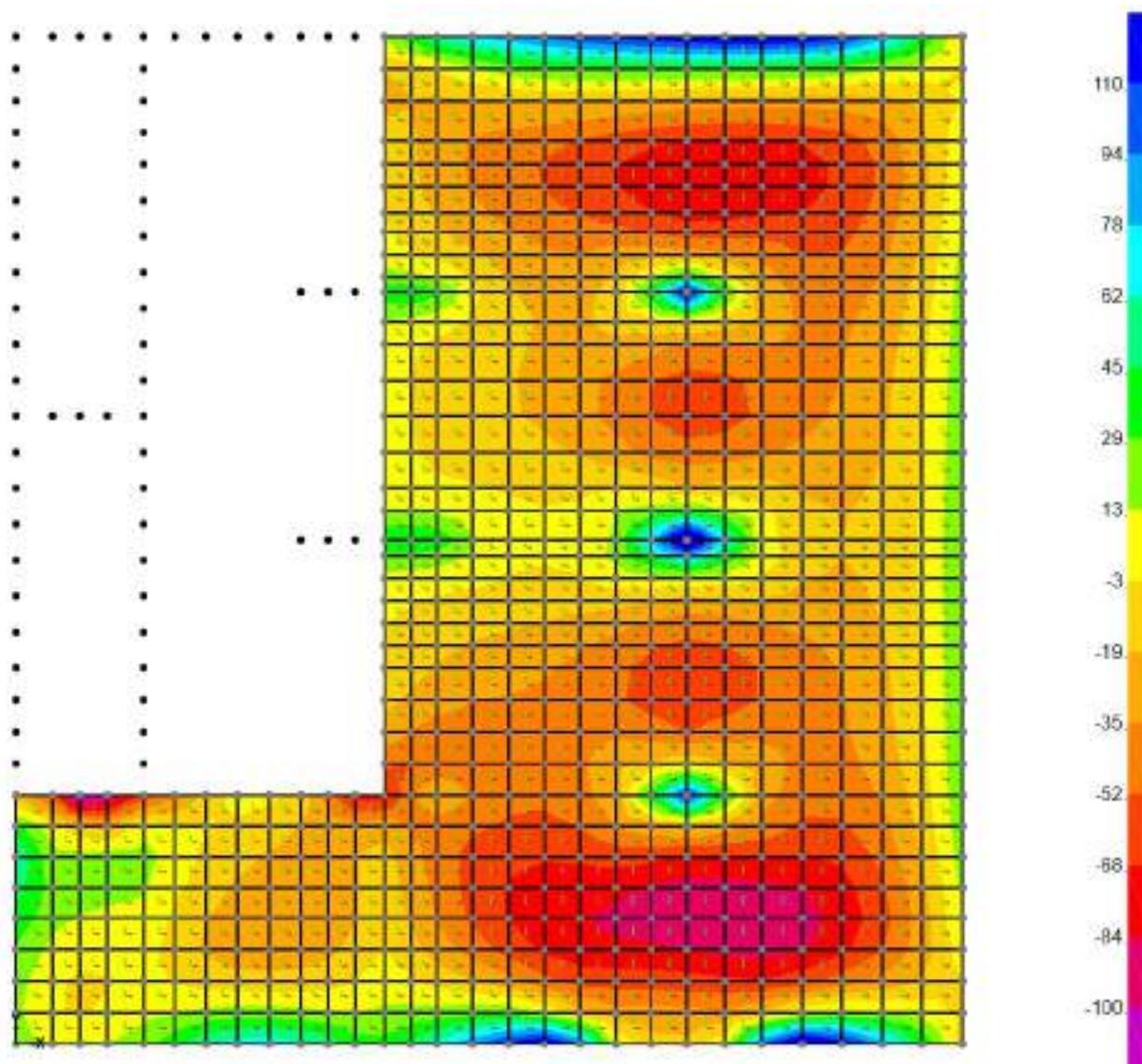


Figure 5-120: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 405m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione risulta essere armata con $5\phi 26$ al lembo superiore e $5\phi 26$ 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
	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:	100.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm ²)
Barre superiori:	5Ø26	(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	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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	200.00

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	180.00 (591.04)

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	180.00 (591.04)

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	400.00	0.09	932.66	2.332	92.8	0.08	0.70	53.1 (16.2)

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.)

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	1.76	100.0	0.00	78.6	-88.1	92.7	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	-0.00044	0.00012	0.50	0.60	0.000238 (0.000238)	508	0.121 (0.20)	591.04

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	1.58	100.0	0.00	78.6	-79.3	92.7	18.3	1825	26.5	21.4

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:	100.0	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	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	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	100.00 (580.68)

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	100.00 (580.68)

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	-0.03	913.44	5.075	91.2	0.10	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+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	1.04	100.0	0.00	78.6	-50.2	90.1	24.8	2475	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	-0.00026	0.00007	0.50	0.60	0.000137 (0.000137)	704	0.096 (0.20)	580.68

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	0.95	100.0	0.00	78.6	-45.7	90.1	24.8	2475	26.5	20.1

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispone una specifica armatura costituita da spilli $\phi 10/200 \times 400$ a ridosso dei setti dove le sollecitazioni sono maggiori e spilli $\phi 12/400 \times 400$ 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
$c = 73$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tess:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{s,l} = 5$	Ø	26 = 26.55 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s,l} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$d = 927$	mm	altezza utile	$A_{s,l} = 0$	Ø	0 = 0.00 cm ²
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			26.55 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$	kN	$V_{ed} = 350.0$	kN
----------------	----	------------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.464$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.351$	
$\rho_1 = A_{s,l} / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.003$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa < 0.2 fcd

$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$
 $V_{Rd} = 340.9$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 325.3$ kN)
 $V_{Rd} = 340.9$ kN valore di calcolo

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 35.0$	°	inclinaz. bielle cis	angolo ammissibile
$\alpha = 90.0$	°	inclinaz. staffe	

Armatura a taglio (staffatura):

$A_{sv}/s =$ staffe Ø	10	mm con n° bracci (trasv)	5	passo	40	cm = 0,098 cm ² /cm
$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sv}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha$				$V_{Rsd} =$	457.7	kN
$f_{cd} = 9.07$	MPa	resist. di calcolo ridotta				
$\alpha_c = 1.000$		coeff. maggiorativo				

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 3554.1$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 457.7 > 350.0$ kN c.s. = 1.3

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m.

Soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per la soletta di copertura a quota piano campagna.

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

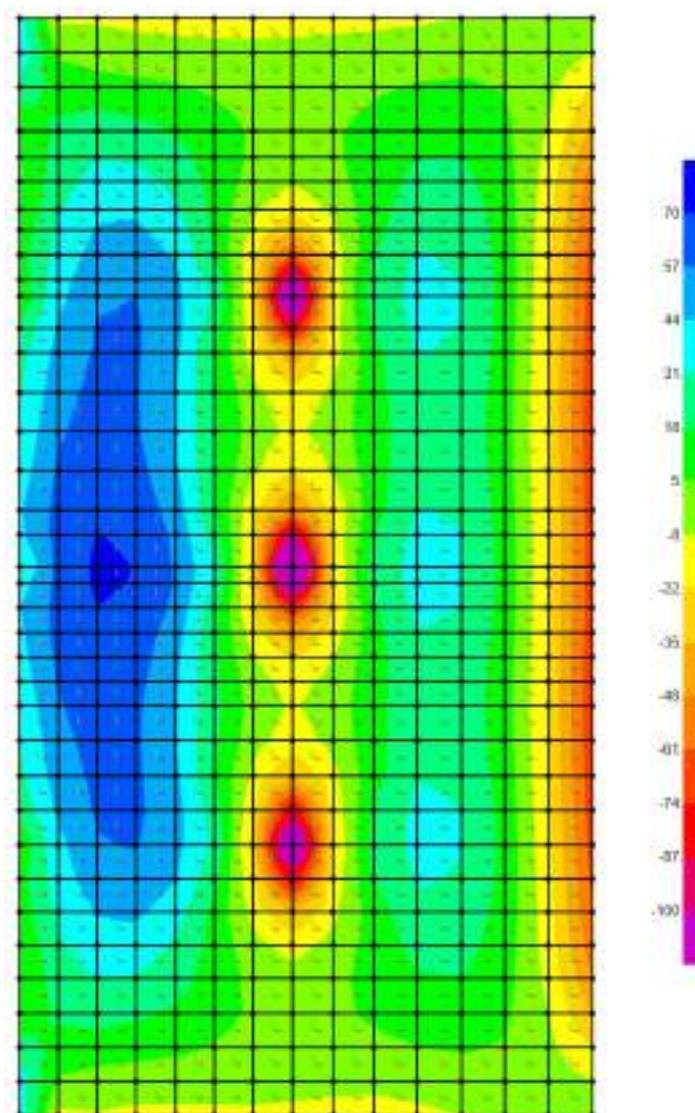


Figure 5-121: – M11,max

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

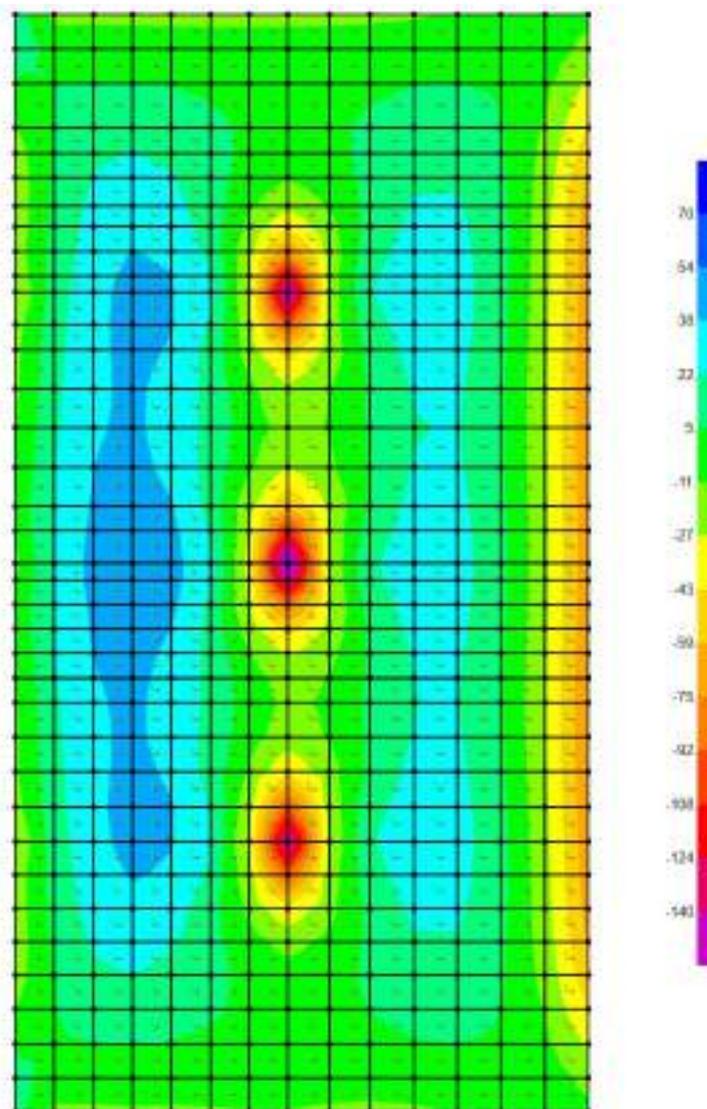


Figure 5-122: – M11,min

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

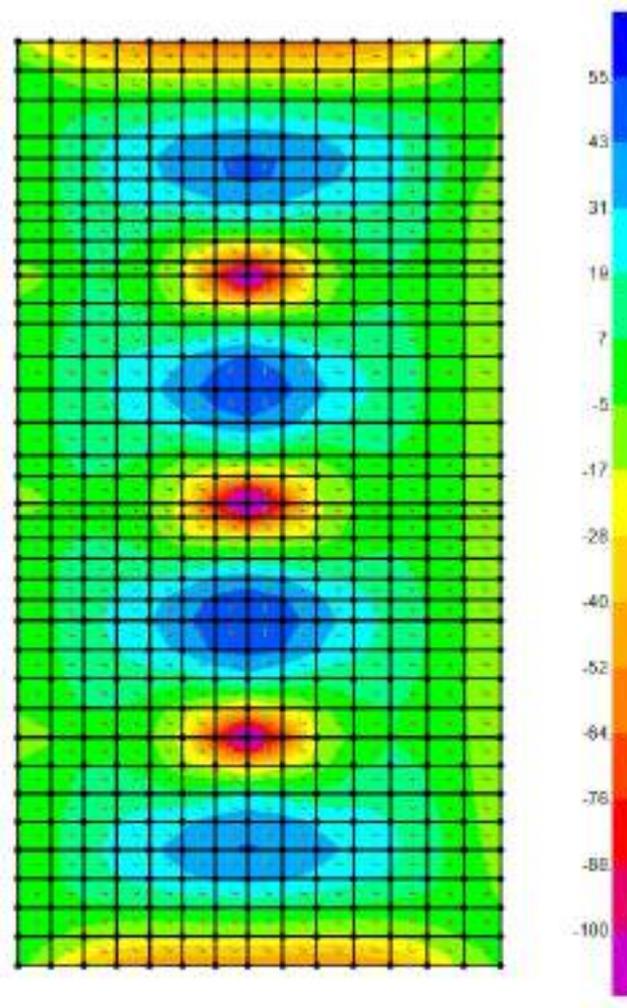


Figure 5-123: – $M_{22,max}$

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

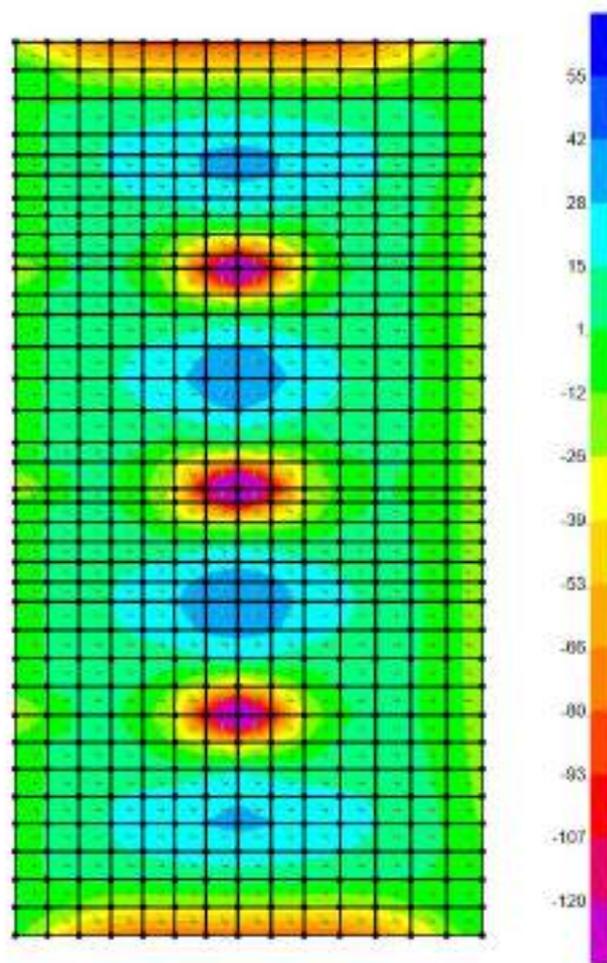


Figure 5-124: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

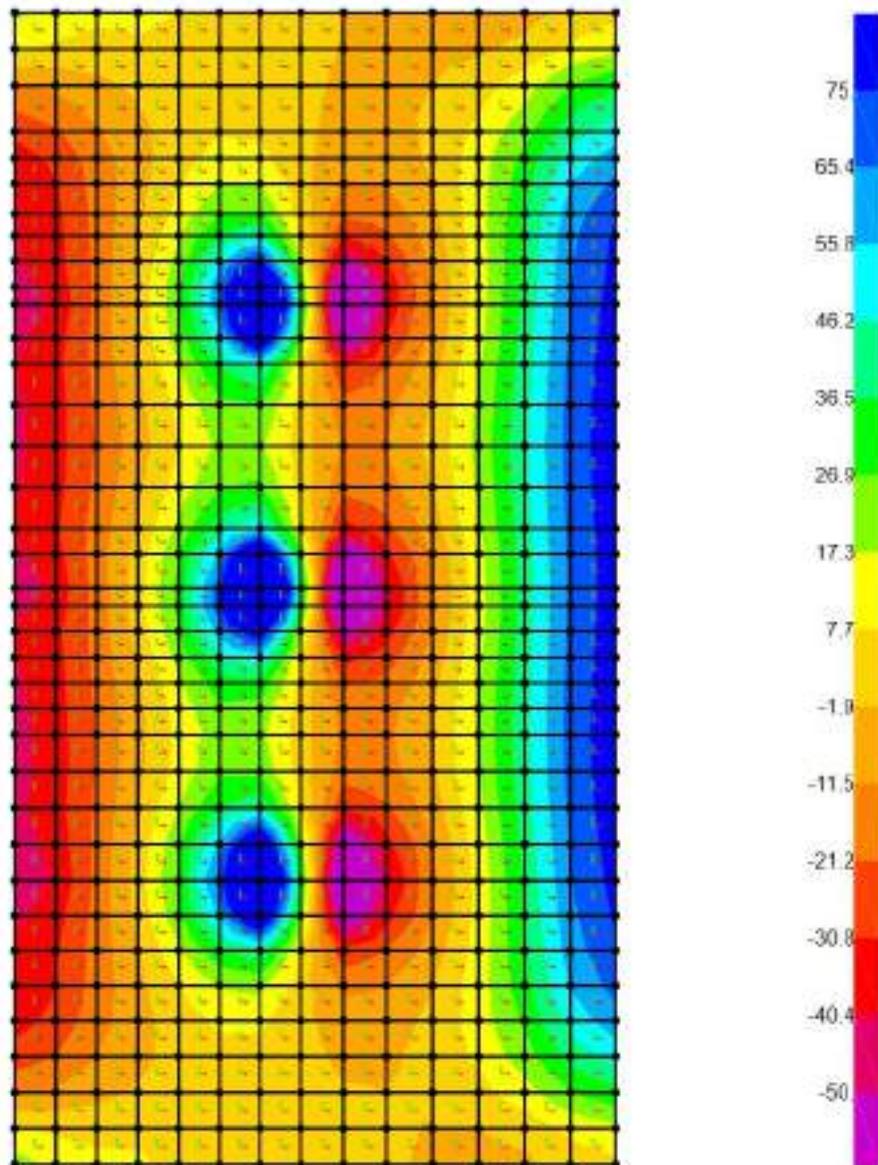


Figure 5-125: - V13,max

Soletta di copertura a quota 409.90m 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

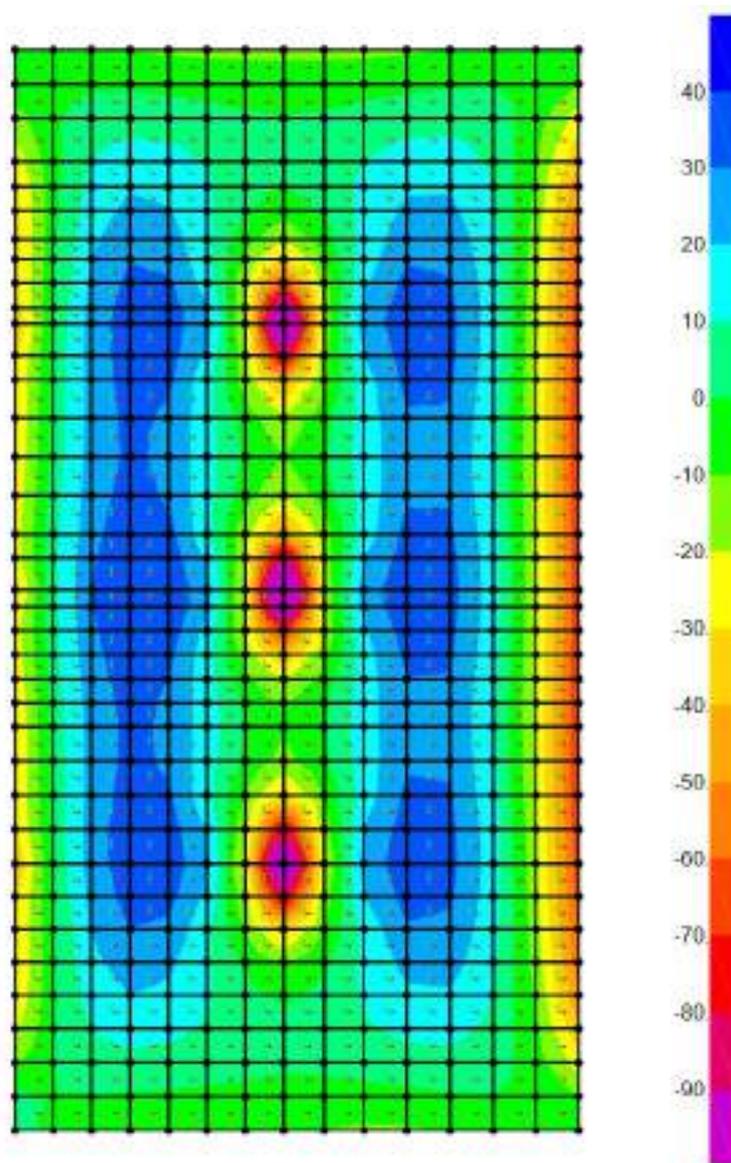


Figure 5-126: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

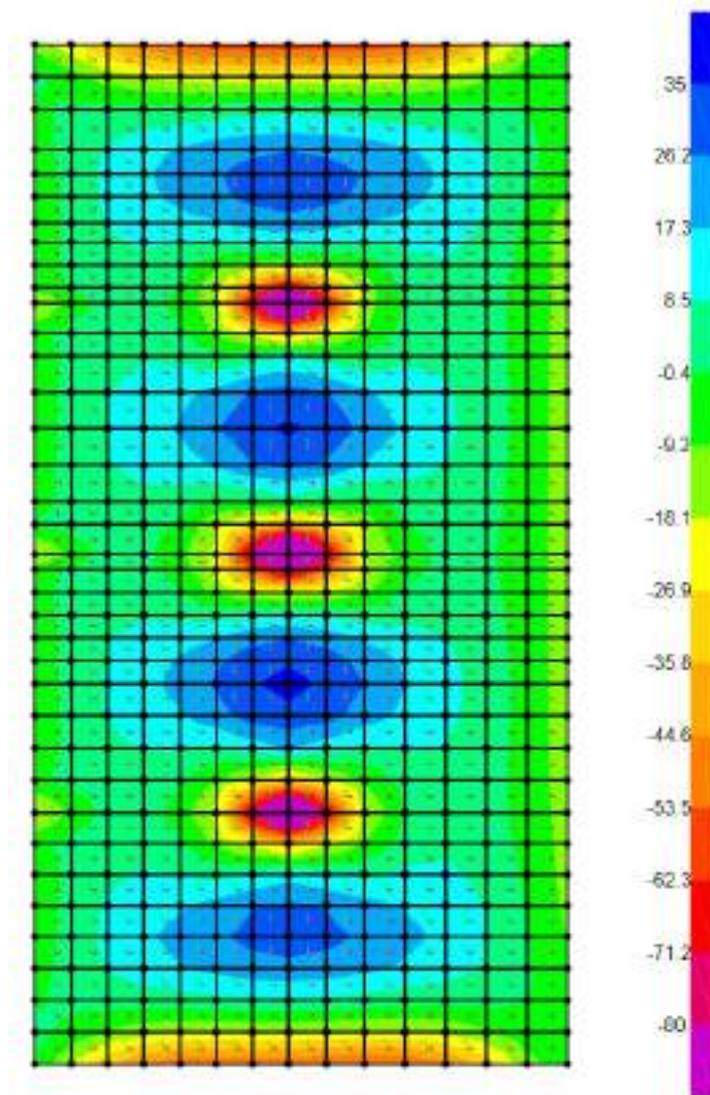


Figure 5-127: – M22

Soletta di copertura a quota 409.90m 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)

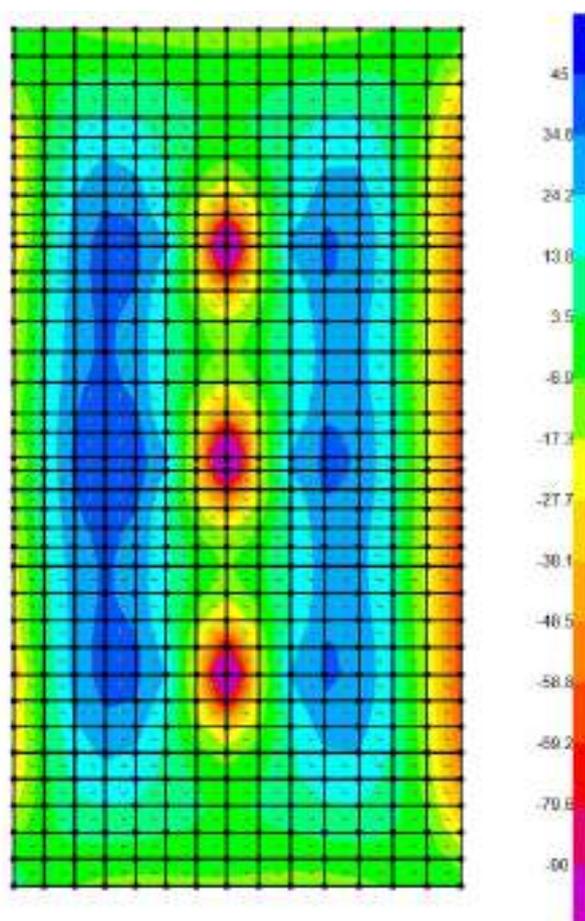


Figure 5-128: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

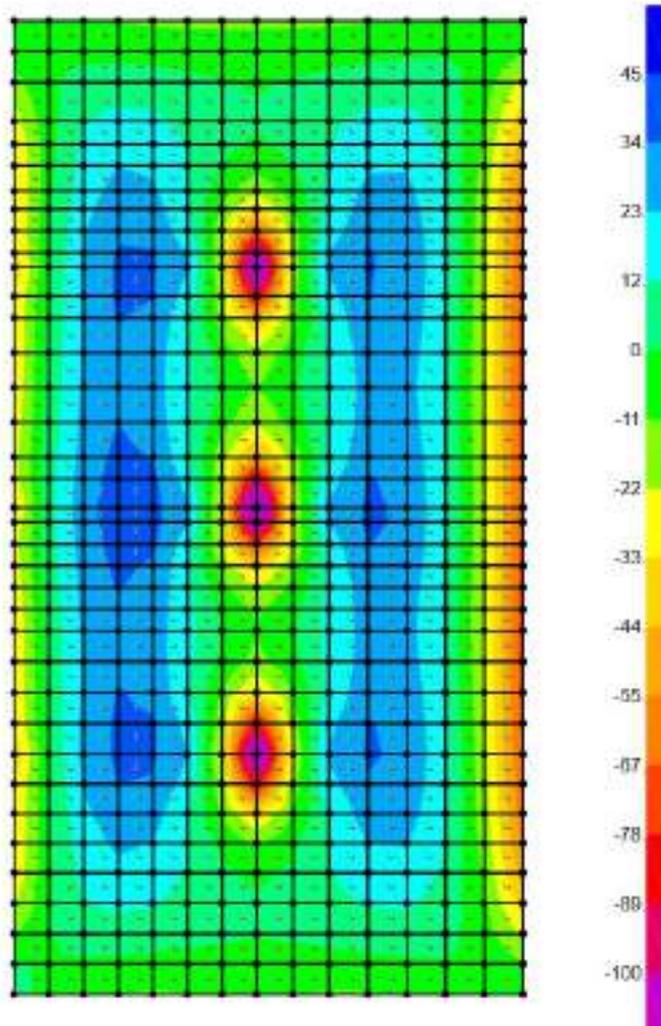


Figure 5-129: - $M_{11,min}$

Involuppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

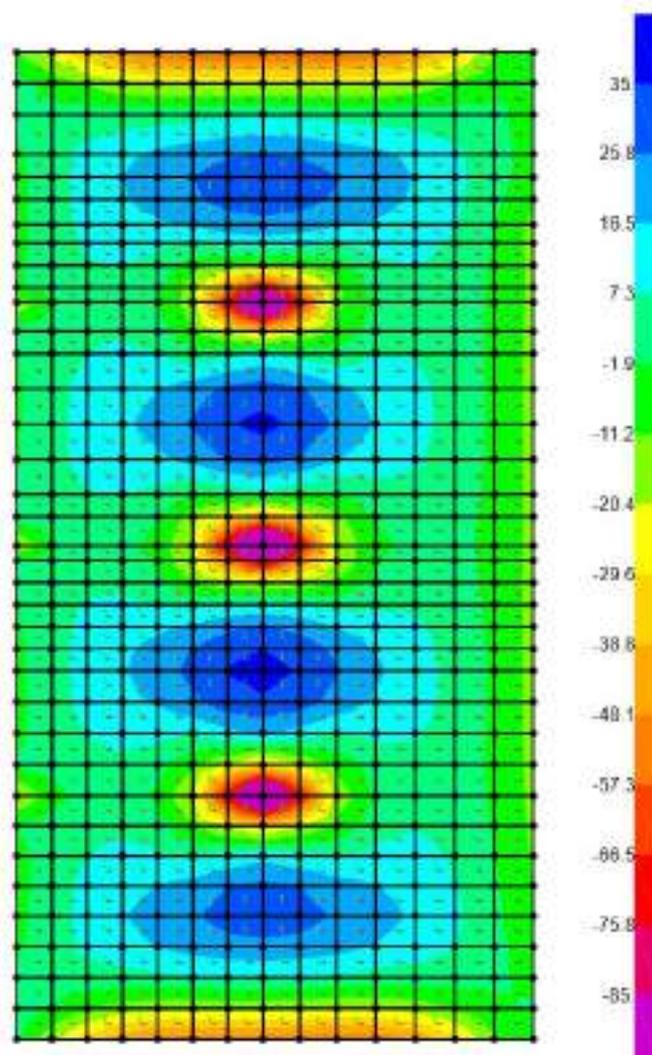


Figure 5-130: – $M_{22,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

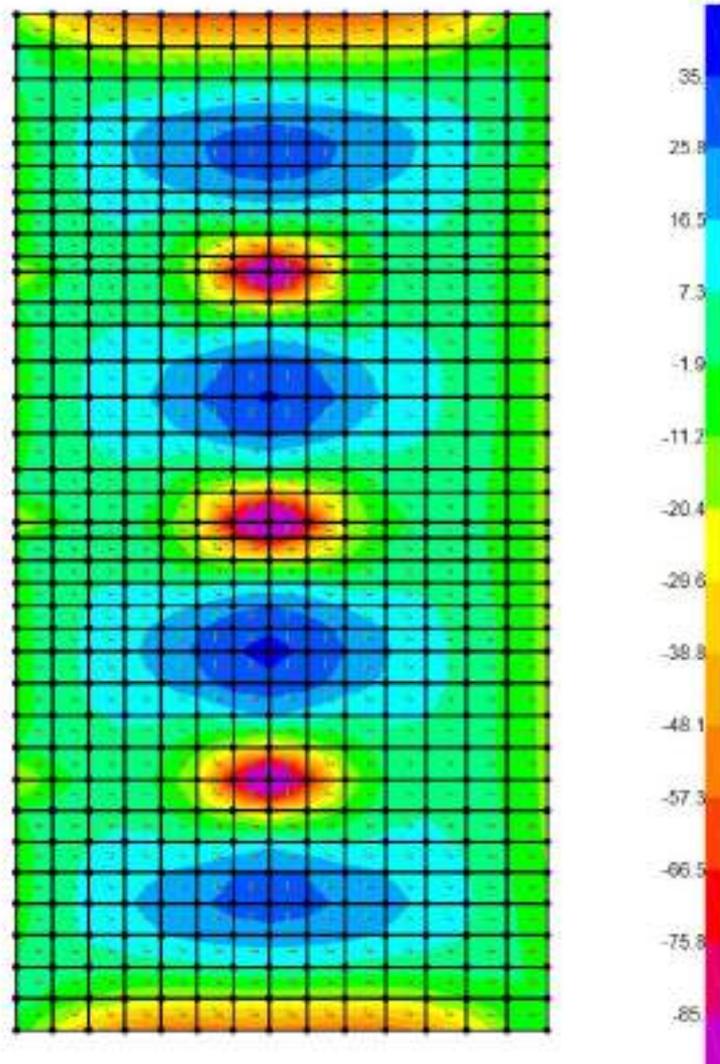


Figure 5-131: – M22,min

Soletta di copertura a quota 409.90m 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)

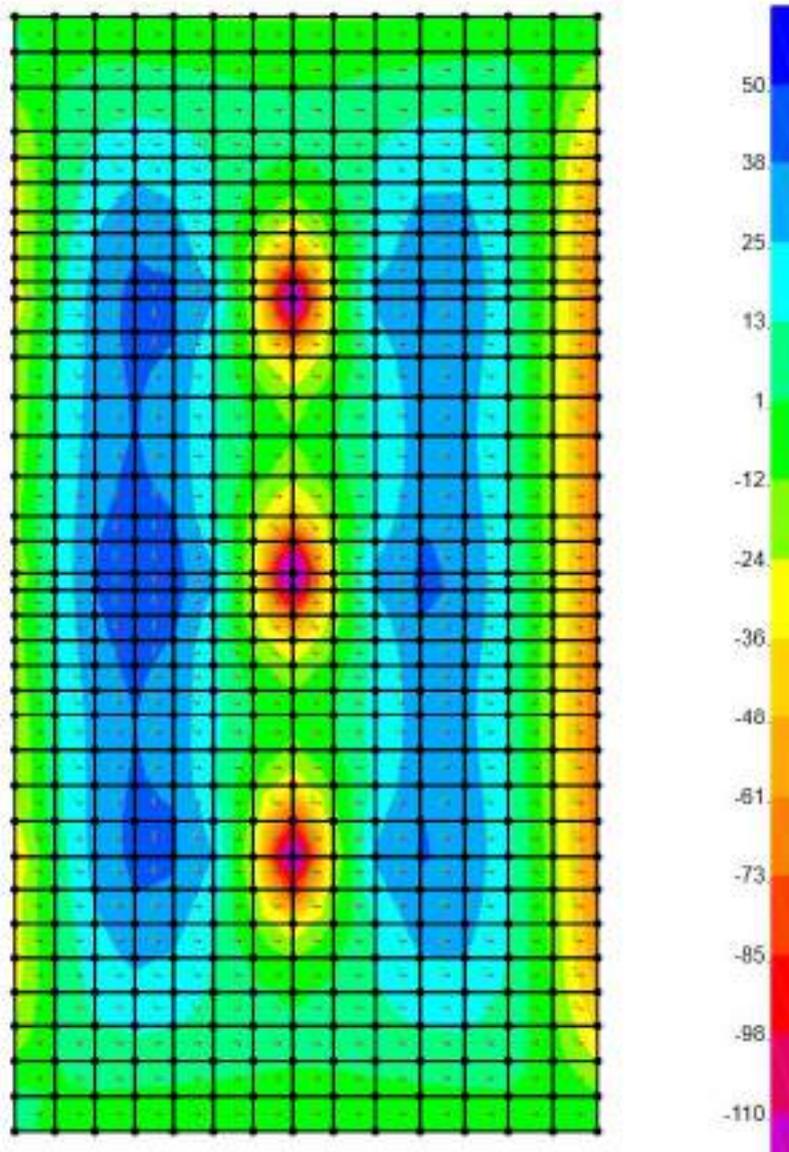


Figure 5-132: – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

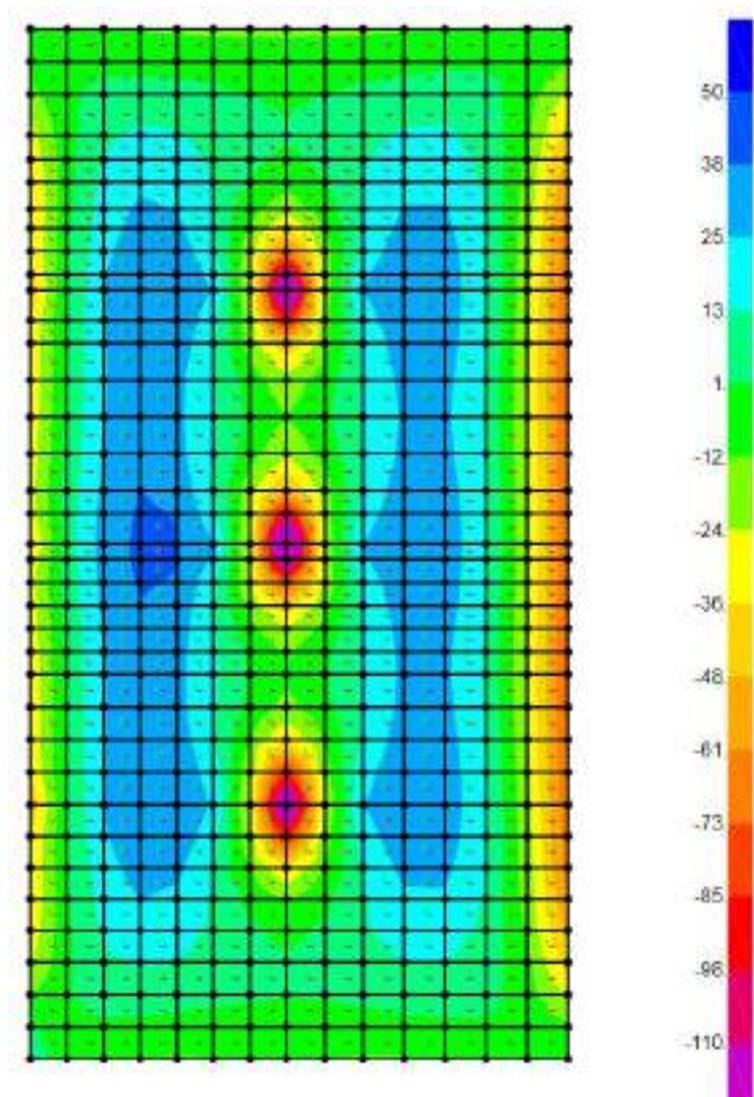


Figure 5-133: – M11,min

Involuppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

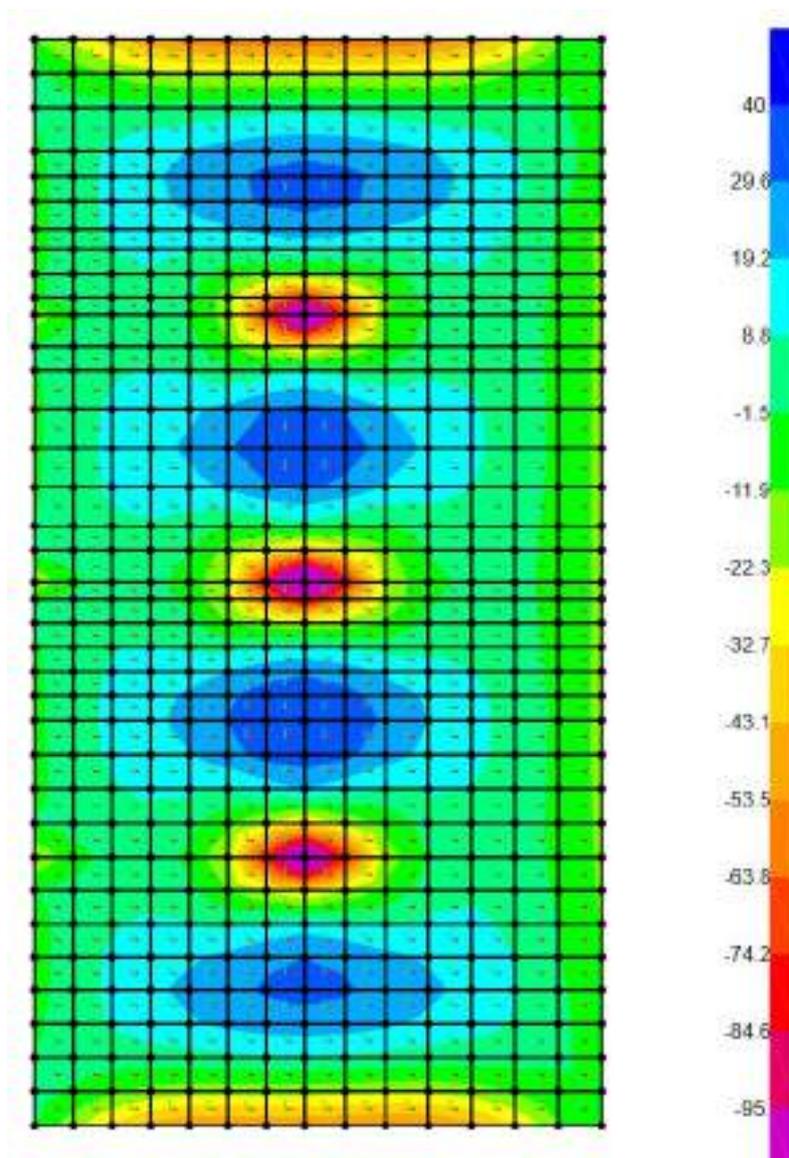


Figure 5-134: – $M_{22,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

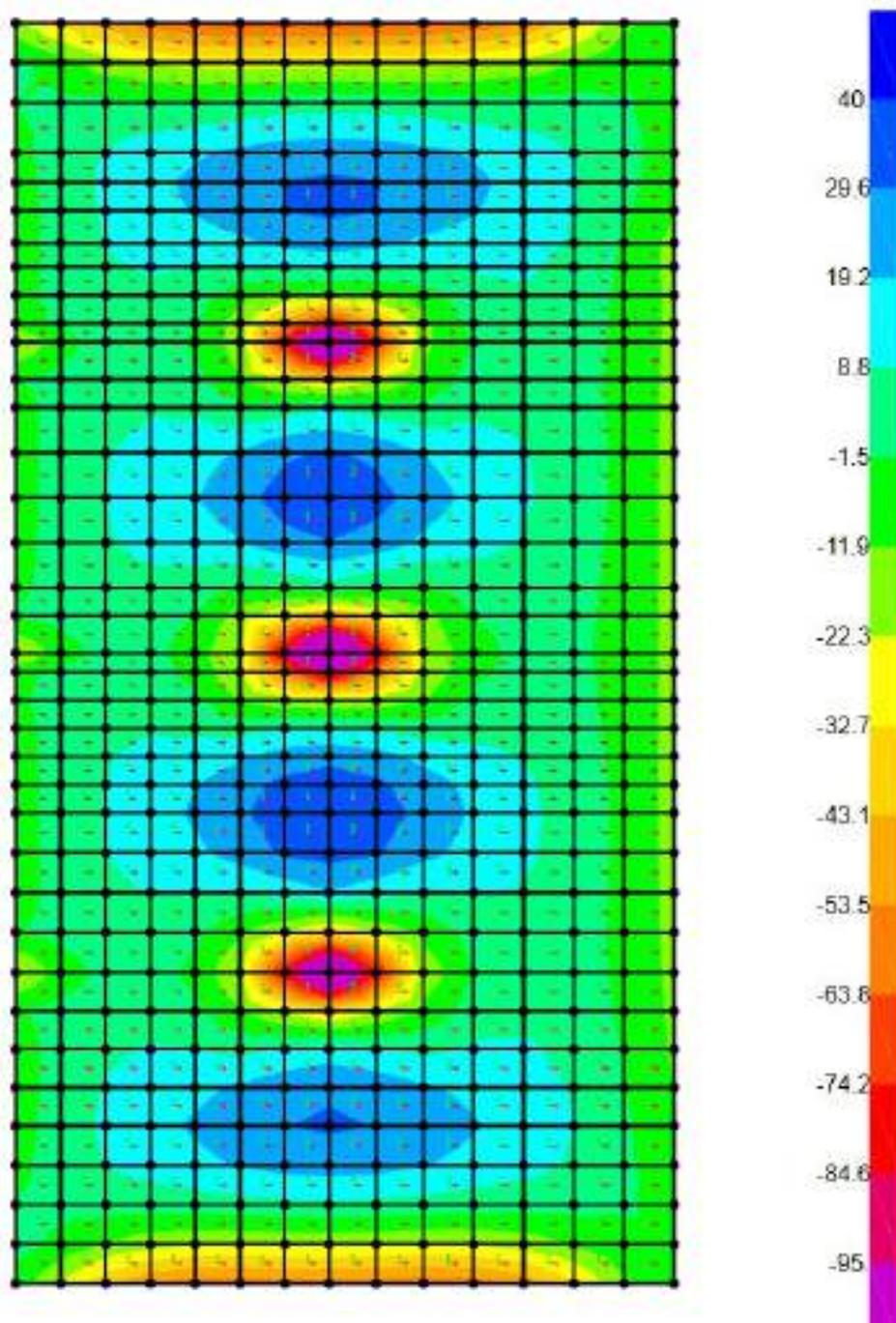


Figure5-135: – $M_{22,min}$

Verifiche soletta di copertura a quota 409.90m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. Le sezioni maggiormente sollecitate sono state verificate disponendo 10 ϕ 20 al lembo superiore e 10 ϕ 20 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
	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:	30.0	cm
Barre inferiori:	10 ϕ 20	(31.4 cm ²)
Barre superiori:	10 ϕ 20	(31.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.8	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	140.00	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	100.00 (58.06)

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	90.00 (58.06)

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.

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	140.00	0.07	241.94	1.728	22.7	0.32	0.83	31.4 (4.0)

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	9.02	30.0	0.00	20.1	-183.2	23.2	6.7	672	31.4	9.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00126	0.00061	0.50	0.60	0.000585 (0.000500)	270	0.158 (0.30)	58.06

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	7.38	30.0	0.00	20.1	-149.9	23.2	6.7	672	31.4	9.6

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	-0.00113	0.00055	0.50	0.40	0.000584 (0.000450)	270	0.158 (0.20)	58.06

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 E_c :	33346.0 MPa
Resis. media a trazione f_{ctm} :	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 f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	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:	30.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm ²)
Barre superiori:	10Ø20	(31.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.8	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	120.00	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	95.00

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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	85.00 (52.59)

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	80.00 (52.59)

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	120.00	0.06	218.45	1.820	21.4	0.41	0.95	62.8 (3.7)

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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

1	S	10.06	30.0	0.00	20.1	-173.7	21.2	6.7	672	31.4	9.2
---	---	-------	------	------	------	--------	------	-----	-----	------	-----

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00138	0.00067	0.50	0.60	0.000529 (0.000466)	338	0.179 (0.30)	52.59

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	8.47	30.0	0.00	20.1	-146.3	21.2	6.7	672	31.4	9.2

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	-0.00130	0.00064	0.50	0.40	0.000566 (0.000439)	338	0.191 (0.20)	52.59

Verifica punzonamento soletta

Con riferimento al massimo sforzo assiale che si ha nei pilastri pari a 1000kN, viene riportata di seguito la verifica a punzonamento della soletta di copertura.

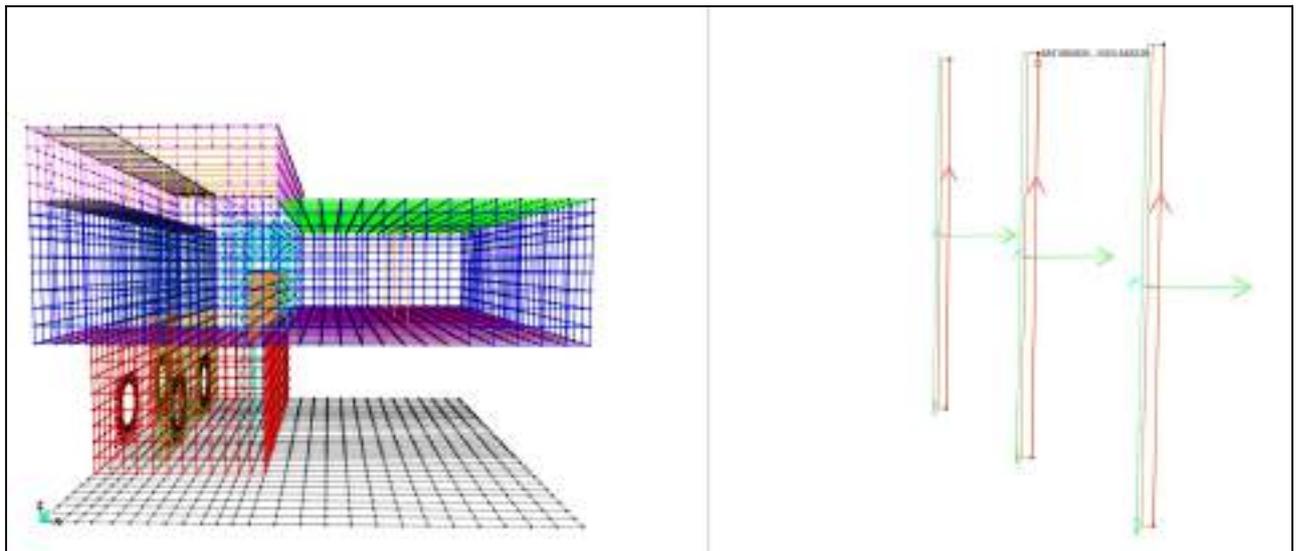


Figure 5-136: – Sforzo di compressione massimo nei pilastri

VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PIASTRE E FONDAZIONI SECONDO UNI EN 1992-1 §6.4

• Caratteristiche della sezione

h = 300	mm	altezza	Armatura longitudinale tesa in y e z su fascia 3d+D+3d:			
c = 68	mm	copriferro da asse armatura tesa				
d = 232	mm	altezza utile	3d+D+3d = 1892	mm		
D = 500	mm	dimensione pilastro	in y	1 Ø	20	/ 10 cm
f _{ck} = 32	MPa	resist. caratteristica	in z	1 Ø	20	/ 10 cm
γ _c = 1.50		coeff. sicurezza				
α _{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	A _{sl_y} = 59.44	cm ²		
f _{cd} = 18.13	MPa	resist. di calcolo	A _{sl_z} = 59.44	cm ²		
	interno	tipo pilastro				
f _{yk} = 450	MPa	resist. caratteristica	l _y = 0.95	m	luce campata in y	
γ _s = 1.15		coeff. sicurezza	l _z = 0.95	m	luce campata in z	
f _{td} = 391.3	MPa	resist. di calcolo				

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

N _{Edy} =	0.0 kN	V _{ed} =	1000.0 kN
N _{Edz} =	0.0 kN	β =	1.15

• Controllo della massima tensione possibile

v _{Rd,max} =	0.4 × v × f _{cd} =	3.63 MPa	
u ₀ =	2000 mm	v _{ed} =	2.48 MPa
v	0.5		

la massima tensione di taglio-punzonamento non è superata FS= 1.46

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

C _{rd,c} = 0,18/γ _c	C _{rd,c} = 0.12
k = 1+(200/d) ^{1/2} < 2	k = 1.928
v _{min} = 0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}	v _{min} = 0.530
ρ _{ly} = A _{sl_y} /((3d+D+3d)d)	ρ _{ly} = 0.0135
ρ _{lz} = A _{sl_z} /((3d+D+3d)d)	ρ _{lz} = 0.0135
ρ ₁ = (ρ _{ly} × ρ _{lz}) ^{1/2} < 0,02	ρ ₁ = 0.0135
σ _{cy} = N _{Edy} /A _{cy}	σ _{cy} = 0.000 MPa
σ _{cz} = N _{Edz} /A _{cz}	σ _{cz} = 0.000 MPa
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c	σ _{cp} = 0.00 MPa
v _{Rd,c} = C _{rd,c} × k × (100 × ρ ₁ × f _{ck}) ^{1/3} + 0,1 × σ _{cp} ≥ (v _{min} + 0,1 × σ _{cp})	
v _{Rd,c} =	0.813 MPa

• Verifica lungo il perimetro u₁

u ₁ =	4915.40 mm	v _{ed} =	1.01 MPa
------------------	------------	-------------------	----------

FS = v_{Rd,c}/v_{Ed} = 0.81

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

α = 90.0	°	inclinaz. staffe	
Armatura a taglio (staffatura):			
staffe Ø	8	mm	
n° spilli	96		
u ₁ =	4915.40	mm	perimetro di verifica
A _{sw} =	50	mm ²	area di uno spillo
f _{ywd,ef} = 250+0,25 d ≤ f _{ywd}	f _{ywd,ef} = 308.00	MPa	
v _{Rd,cs} = 0,75 × v _{Rd,c} + 1,5(d/s _r)A _{sw} × f _{ywd,ef} (1/(u ₁ × d)) senα =	1.30	MPa	

la sezione armata a taglio risulta verificata. F.S. = v_{Rd,cs}/v_{Ed} = 1.29

Nei confronti delle azioni di taglio, non è necessario disporre una specifica armatura. Si dispone comunque un'armatura costituita da spilli φ8/200x200 a

ridosso dei setti dove le sollecitazioni sono maggiori e 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
$h = 300$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 68$	mm	copriferro	$f_{td} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{tk} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{s1} = 10$	$\emptyset 20$	$= 31.42 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 232$	mm	altezza utile	$A_{s3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			31.42 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 75.0 \text{ kN}$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.928$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{1/2} f_{tk}^{1/2}$	$v_{min} = 0.530$	
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.014$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{td}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa $< 0.2 f_{td}$

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

$V_{Rd} = 188.6 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 123.0 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 188.6 \text{ kN}$ valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Pilastri camera di invaso superiore

Sono state effettuate le verifiche per i tre pilastri disposti nella camera di invaso superiore. Di seguito si riportano gli output relativi alle combinazioni dimensionanti. I pilastri hanno dimensione 50x50cm. L’armatura longitudinale è costituita da 8 $\phi 14$ e l’armatura trasversale da staffe a due bracci $\phi 8/150$.

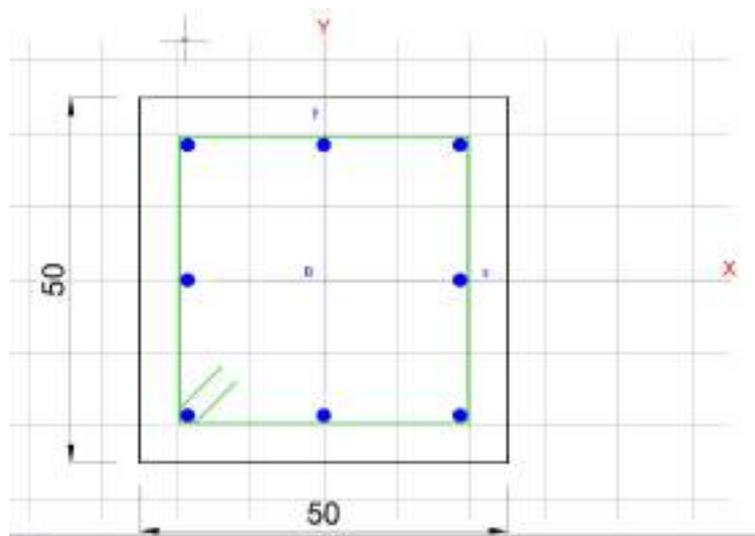


Figure 5-137 : Sezione trasversale pilastro

Momento flettente M3 in SLV

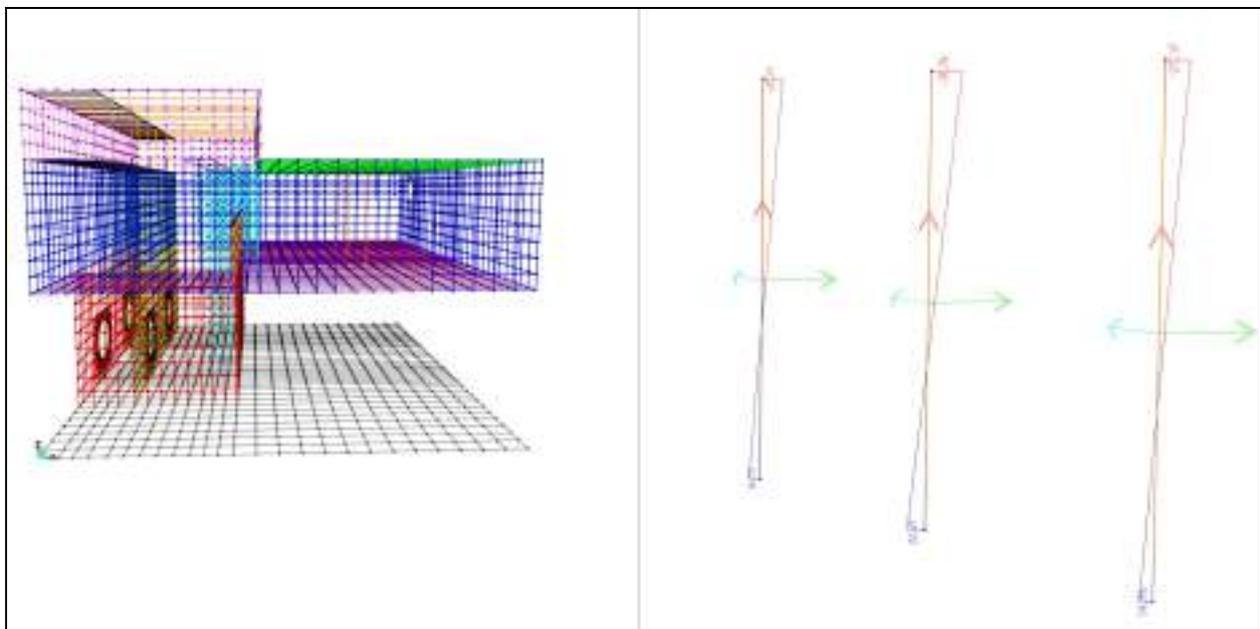


Figure 5-138: - M3 - SLV

Momento flettente M2 in SLV

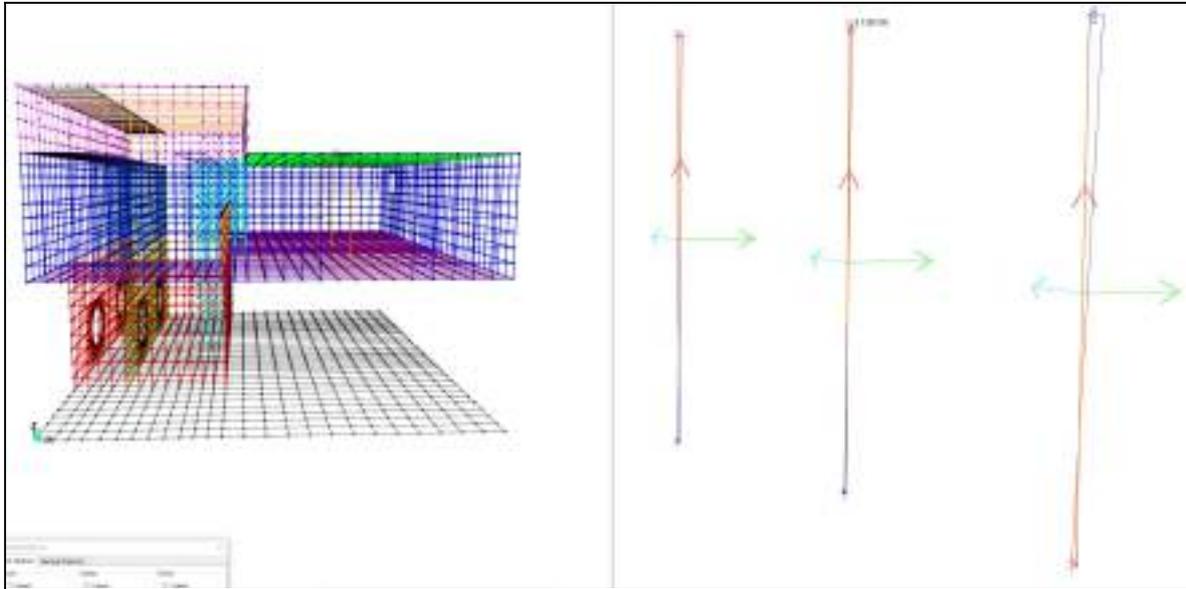


Figure 5-139: - M2 - SLV

Sforzo assiale N in SLV

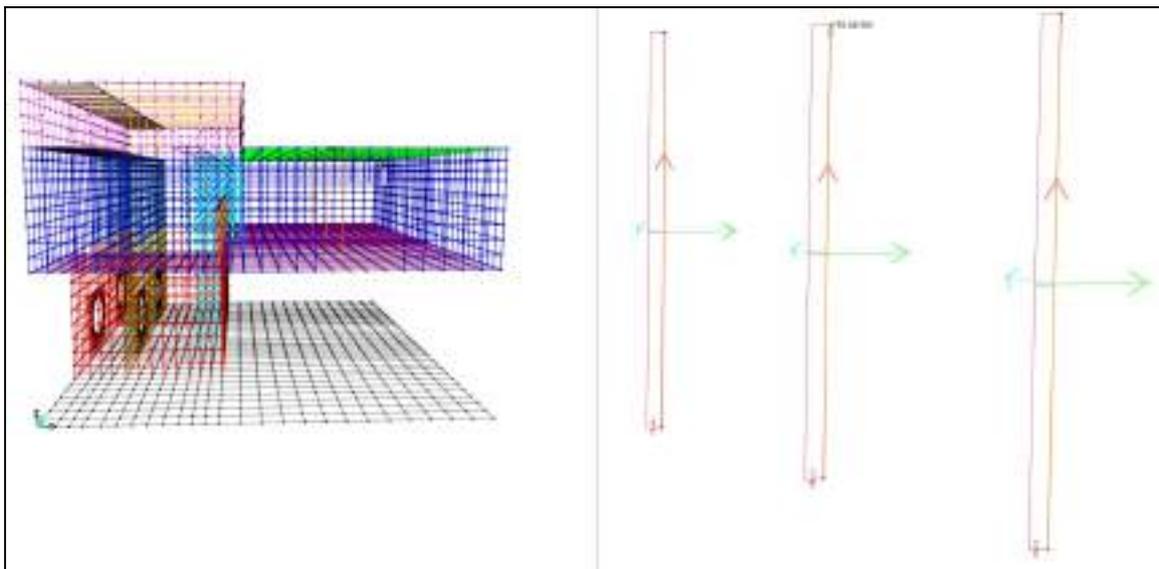


Figure 5-140 : - N - SLV

Momento flettente M2 in SLE - RARA

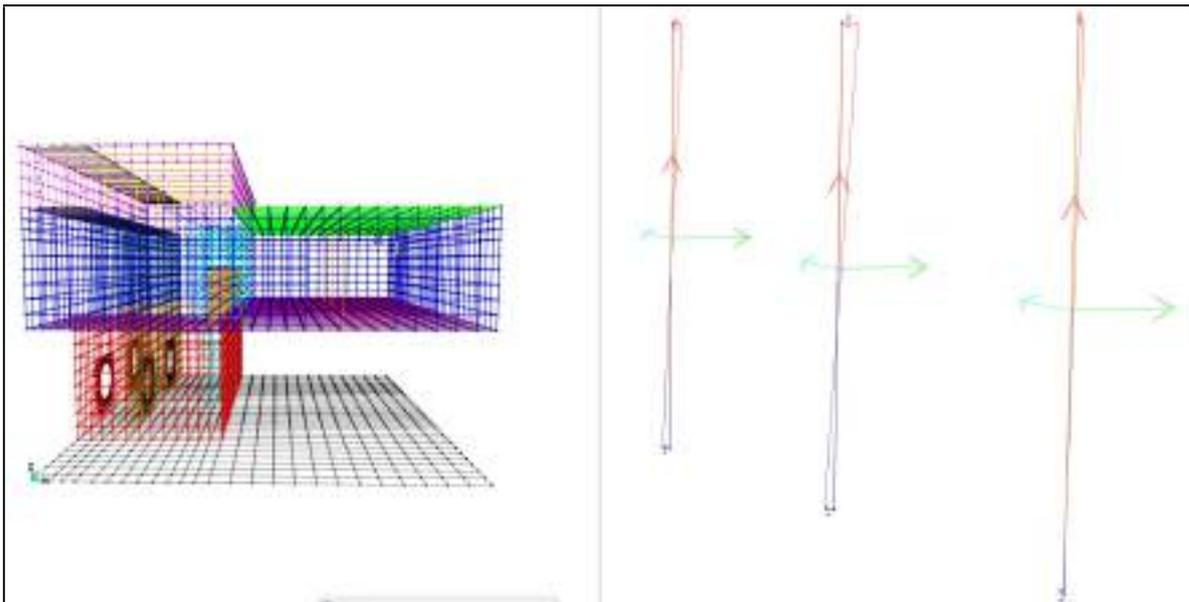


Figure 5-141: - M2 - RARA

Momento flettente M3 in SLE - RARA

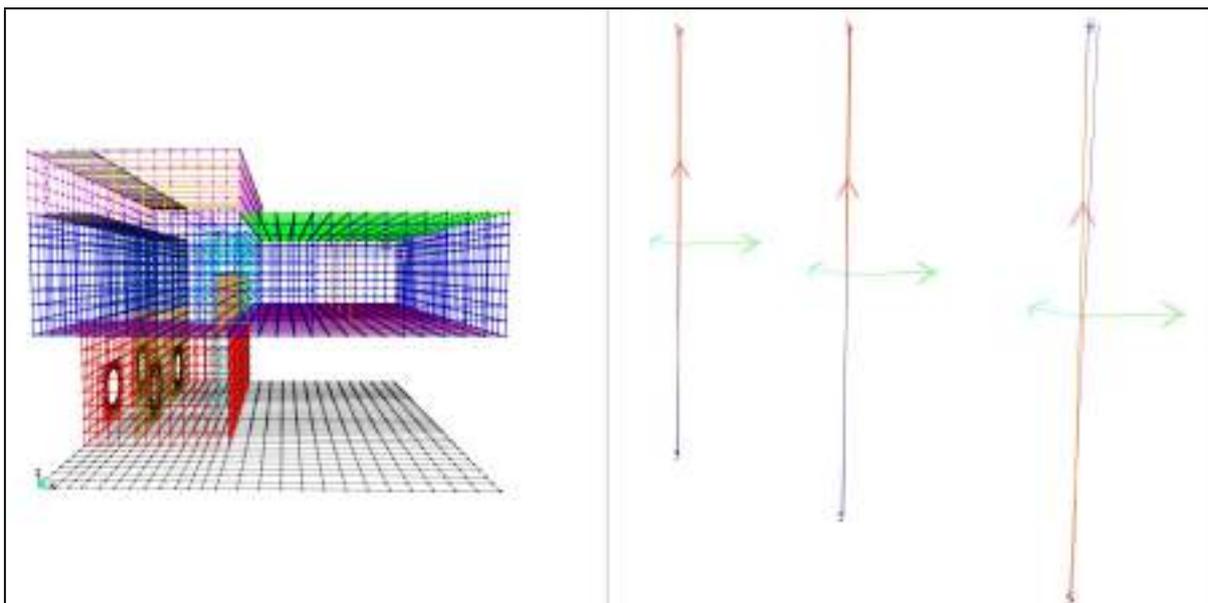


Figure 5-142: – M3 - RARA

Sforzo assiale N in SLE - RARA

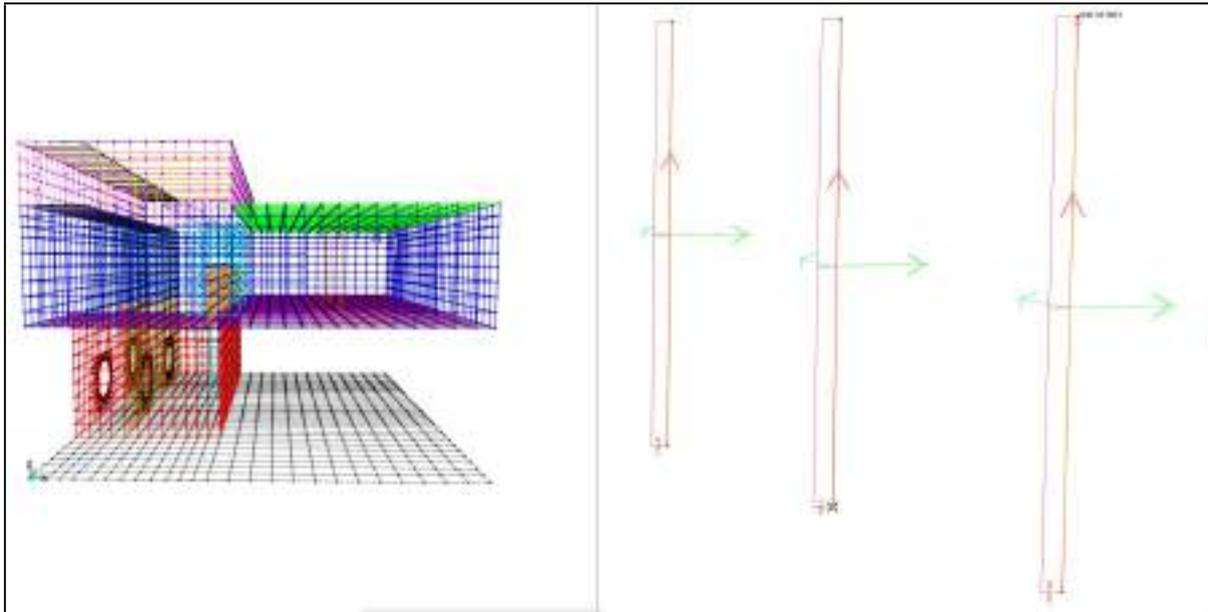


Figure 5-143: – N - RARA

Momento flettente M3 in SLE - FREQUENTE

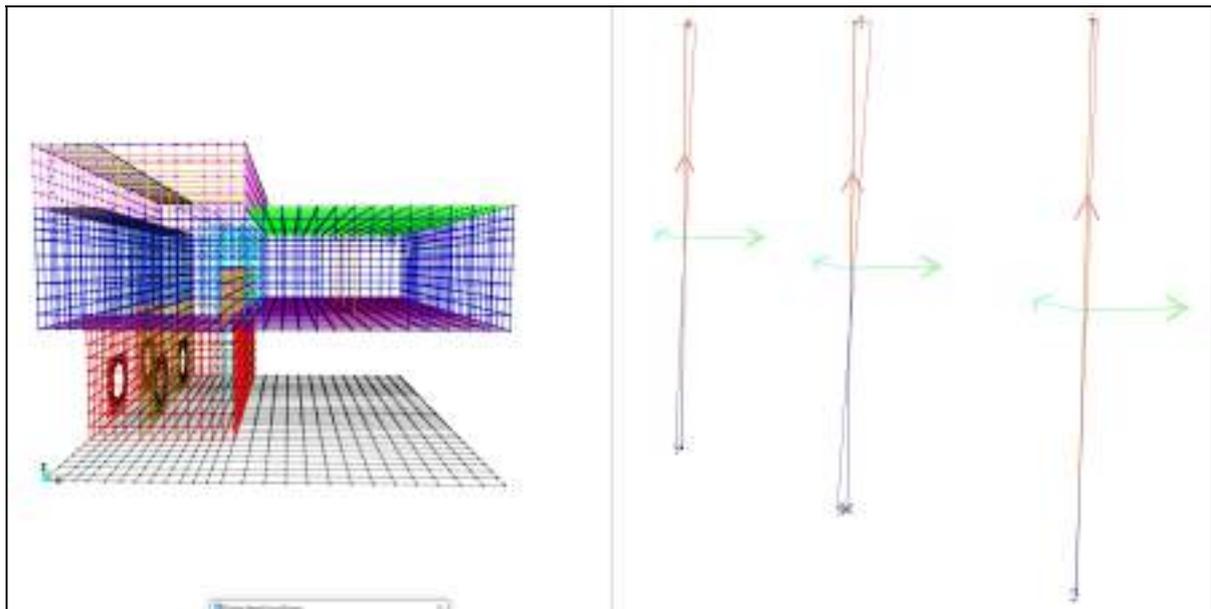


Figure 5-144: – M3 - Frequente

Momento flettente M2 in SLE - FREQUENTE

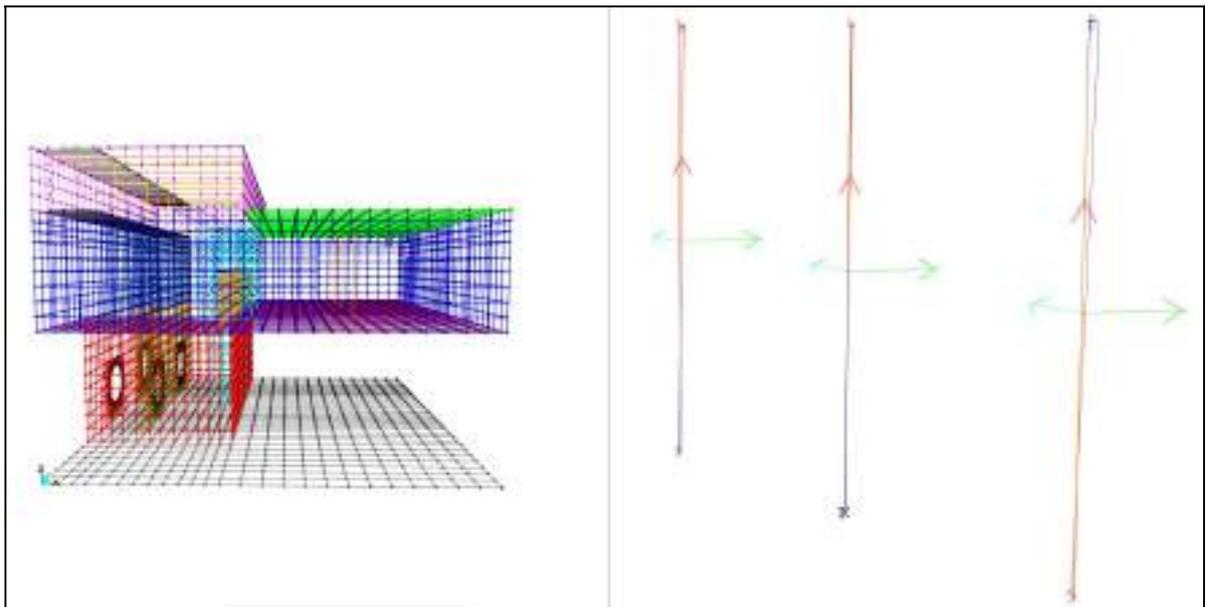


Figure 5-145: – M2 - Frequente

Sforzo assiale N in SLE - FREQUENTE

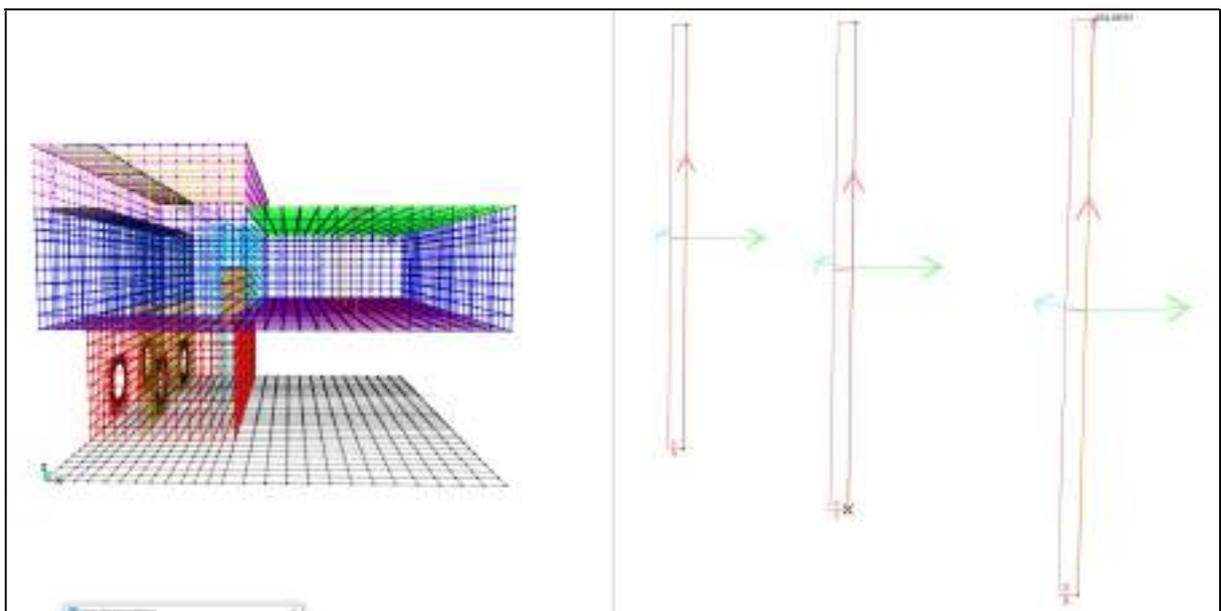


Figure 5-146: – N - Frequente

Momento flettente M3 in SLE – QUASI PERMANENTE

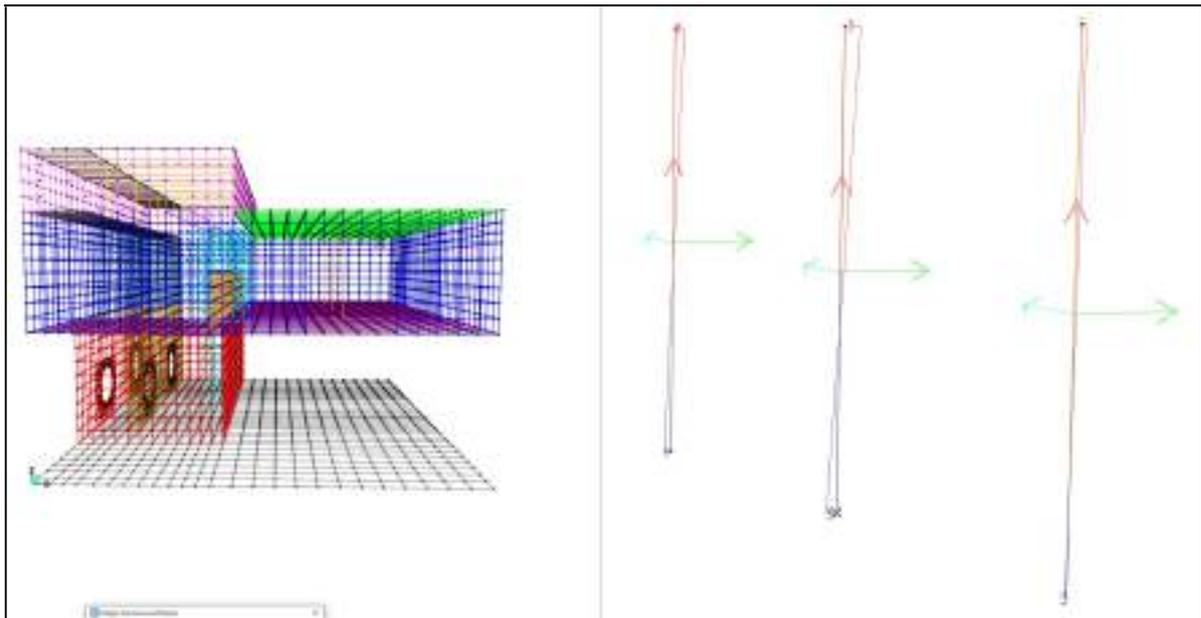


Figure 5-147: – M3 – Quasi permanente

Momento flettente M2 in SLE - QUASI PERMANENTE

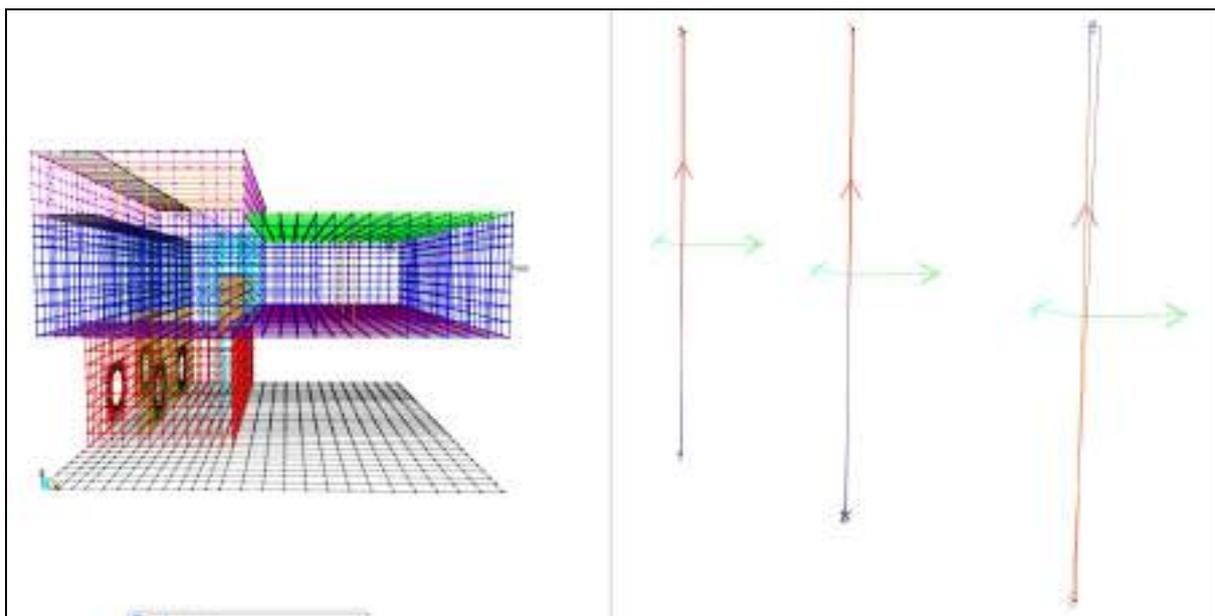


Figure 5-148: – M2 – Quasi permanente

Sforzo assiale N in SLE - QUASI PERMANENTE

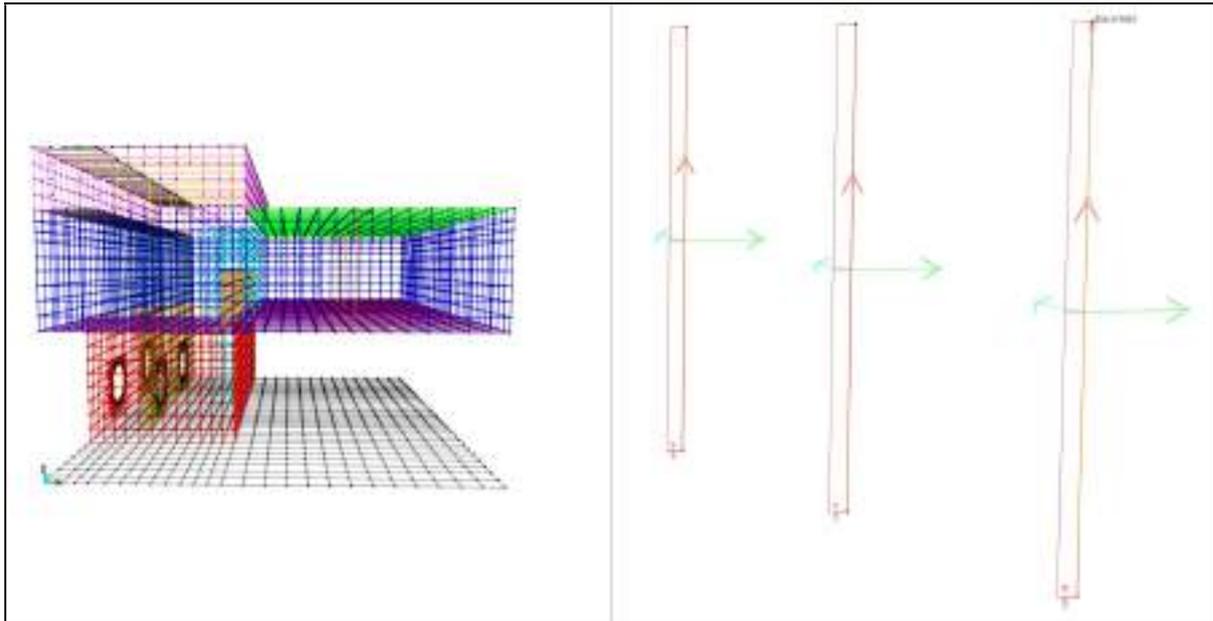


Figure 5-148: – N – Quasi permanente

Verifiche Pilastrì Camera di invaso superiore

Si riportano di seguito le verifiche effettuate.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto f_{cd} :	18.13	MPa
	Deform. unitaria max resistenza $ec2$:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu :	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale E_c :	33346.0	MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	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 f_{yk} :	450.0	MPa

Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
Modulo Elastico E_f :	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:	50.0	cm
Altezza:	50.0	cm
N°totale barre:	8	
Diametro barre:	14	mm
Copriferro (dal baric.barre):	6.5	cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-18.5	-18.5
2	-18.5	18.5
3	18.5	18.5
4	18.5	-18.5

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	4	1	14
2	2	3	1	14
3	1	2	1	14
4	4	3	1	14

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				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione				
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione				
Vx	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	776.00	40.00	3.00	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	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	Mx
1	690.00	3.00	11.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	Mx
1	654.00	3.00	10.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	Mx
1	654.00	3.00	10.00

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 Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale

1 S 776.00 40.00 3.00 775.96 242.97 17.81 6.07 12.3(7.5)

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	3.19	25.0	25.0	31.7	-18.5	-18.5	---	---

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	-0.00032	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	15.84	52.80

Sezione non fessurata

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.01	25.0	25.0	30.2	-18.5	-18.5	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

Sezione non fessurata

Nei confronti delle sollecitazioni di taglio non è necessario disporre specifica armatura. Si dispone comunque un quantitativo di armatura minima rappresentato da staffe a due bracci $\phi 8/150$.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 500$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coefficiente di sicurezza
$c = 65$	mm	copriferrato	$f_{cd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{tk} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coefficiente di sicurezza	$A_{s1} = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 14$		$= 4.62 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coefficiente riduttivo	$A_{s2} = 0 \text{ } \emptyset$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 435$	mm	altezza utile	$A_{s3} = 0 \text{ } \emptyset$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			4.62 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 12.0 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.678$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.430$	
$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.002$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa < 0.2 fcd

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

$$V_{Rd} = 83.0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 93.6 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 93.6 \text{ kN} \text{ assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Pilastri e travi struttura fuori terra

In prosecuzione del setto interno del pozzo, sono stati considerati quattro pilastri collegati in testa da una trave in c.a. su cui scarica la copertura della struttura fuori terra. Si riporta di seguito un estratto dal modello di calcolo al fine di meglio individuare gli elementi "FRAME" in questione:

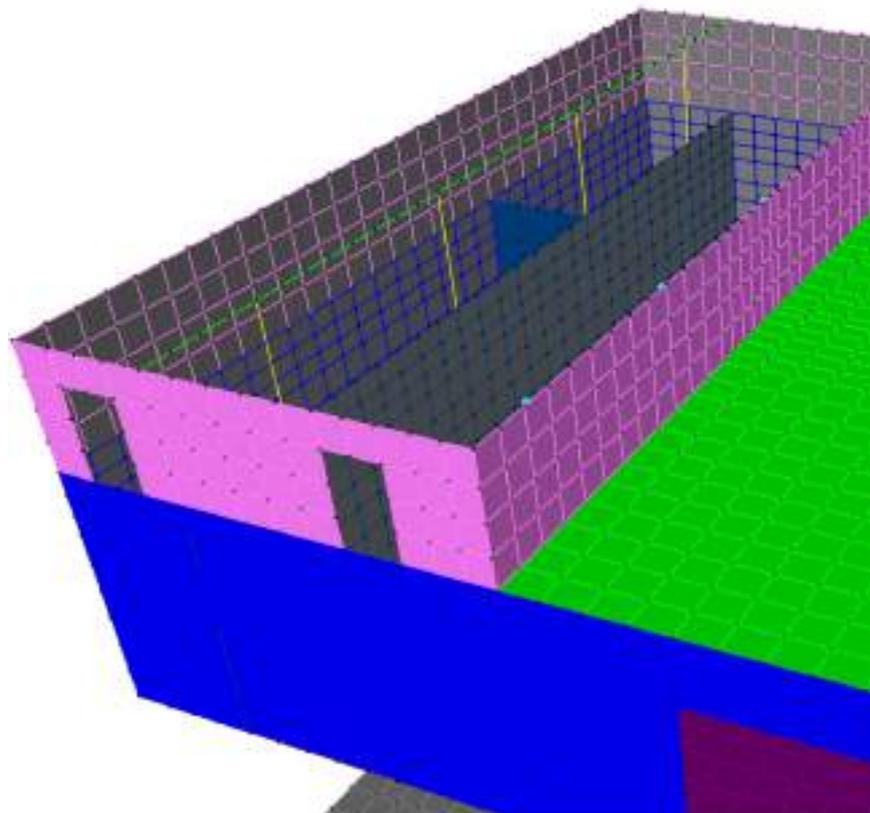


Figure 5-149: – Struttura fuori terra

I pilastri hanno dimensione 50x50cm. L'armatura longitudinale è costituita da 12 ϕ 14 e l'armatura trasversale da staffe a due bracci ϕ 8/150. La trave ha dimensioni 30x50cm. L'armatura longitudinale è costituita da 4 ϕ 16 al lembo superiore e 4 ϕ 16 al lembo inferiore e l'armatura trasversale da staffe a due bracci ϕ 8/200. Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le combinazioni dimensionanti:

Verifica Trave Elevazione

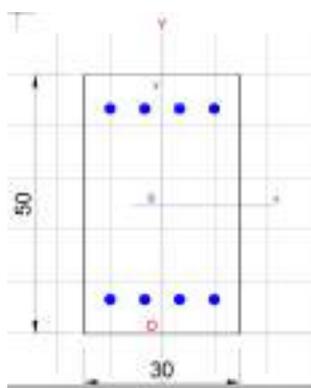


Figure 5-150: – Sezione trasversale trave

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto f_{cd} :	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ϵ_{cu} :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	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 f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	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:	30.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Barre superiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	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	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	40.00

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	20.00 (47.62)

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 (47.62)

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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	60.00	-0.19	127.06	2.118	43.2	0.16	0.70	8.0 (2.3)

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	3.93	50.0	0.00	36.4	-129.5	43.4	12.1	364	8.0	5.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00040	0.00015	0.50	0.60	0.000194 (0.000194)	320	0.062 (0.30)	47.62

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	1.96	50.0	0.00	36.4	-64.8	43.4	12.1	364	8.0	5.6

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	-0.00040	0.00015	0.50	0.40	0.000194 (0.000194)	320	0.062 (0.20)	47.62

Nei confronti delle sollecitazioni di taglio non è necessario disporre specifica armatura. Si dispone comunque un quantitativo di armatura minima rappresentato da staffe a due bracci $\phi 8/200$.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 300$	mm	larghezza	$f_{ck} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff sicurezza
$c = 66$	mm	coprifreno	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{tk} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff sicurezza	$A_{d,1} =$	4	$\emptyset 16 = 8.04$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff riduttivo	$A_{d,2} =$	0	$\emptyset = 0.00$ cm ²
$d = 434$	mm	altezza utile	$A_{d,3} =$	0	$\emptyset = 0.00$ cm ²
$f_{td} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			8.04 cm ²

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

$N_{ed} =$	0.0 kN	$V_{ed} =$	65.0 kN
------------	--------	------------	---------

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.679$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{tk}^{1/2}$	$v_{min} = 0.431$	
$\rho_1 = A_{d,1} / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.006$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{td}$	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	$< 0.2 f_{td}$

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

$V_{Rd} = 70.9$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 56.1$ kN)

$V_{Ed} = 70.9$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Verifica Pilastrì

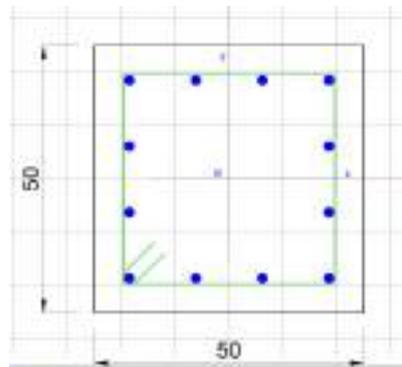


Figure 5-151: – Sezione trasversale pilastrì

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:	50.0	cm
Altezza:	50.0	cm
N°totale barre:	12	
Diametro barre:	14	mm
Copriferro (dal baric.barre):	6.5	cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-18.5	-18.5
2	-18.5	18.5
3	18.5	18.5
4	18.5	-18.5

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	4	2	14
2	2	3	2	14
3	1	2	2	14
4	4	3	2	14

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
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
Vx	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	60.00	102.00	14.00	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	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	Mx
1	90.00	56.00	3.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	Mx
1	60.00	54.00	3.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	Mx
1	60.00	54.00	3.00

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 Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	60.00	102.00	14.00	60.13	162.34	21.60	1.59	18.5(7.5)

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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	5.02	25.0	25.0	-136.9	-18.5	-18.5	547	6.2

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	-0.00090	0.00000	0.500	14.0	58	0.00044 (0.00044)	415	0.184 (0.30)	73.82	4.10

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.89	25.0	25.0	-147.7	-18.5	-18.5	564	6.2

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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	-0.00090	0.00000	0.500	14.0	58	0.00044 (0.00044)	415	0.184 (0.20)	73.82	4.10

Nei confronti delle sollecitazioni di taglio non è necessario disporre specifica armatura. Si dispone comunque un quantitativo di armatura minima rappresentato da staffe a due bracci $\phi 8/150$.

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A.

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 500$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	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	$A_{s1} = 4$	\emptyset	$14 = 6.16$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{s2} = 0$	\emptyset	$0 = 0.00$ cm ²
$d = 435$	mm	altezza utile	$A_{s3} = 0$	\emptyset	$0 = 0.00$ cm ²
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			6.16 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 50.0$ kN

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.678$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.430$	
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.003$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{ct}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa $< 0.2 f_{ct}$

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

$V_{Rd} = 91.3$ kN; (con $(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 93.6$ kN)

$V_{Ed} = 93.6$ kN assunto pari alla resistenza minima

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

5.9 RIEPILOGO INCIDENZE

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO NMP		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE q.ta 398	150	140
SETTI PERIMETRALI INTERRATI	80	200
SETTI INTERNI POZZO	80	180
SETTI INTERNI POZZO	50	120
FONDAZIONE q.ta 405	100	120
PILASTRI CAMERA INVASO	50x50	80
COPERTURA CAMERA INVASO	30	180
SETTI PERIMETRALI STRUTTURA FUORI TERRA	60	150
PILASTRI STRUTTURA FUORI TERRA	50x50	100
TRAVE STRUTTURA FUORI TERRA	30x50	130

Figure 5-152 – Riepilogo incidenze elementi strutturali Manufatto NMP

5.10 VERIFICA DI COMPENSAZIONE

I pesi propri della struttura sono i seguenti:

- Peso elementi strutturali 2403 mc x 25 kN/mc = 60075kN

- Peso acqua (2275.5 mc + 466.5 mc) x 10 kN/mc = 27420 kN
- Peso terreno riempimento 1519mc x 18 kN/mc = 27342 kN

Che producono una tensione agente al di sotto della fondazione di:

$$p_{\text{agente}} = P_{\text{tot}} / A_{\text{fond}} = 114837\text{kN} / (21.6\text{m} \times 23.1\text{m}) = 230 \text{ kPa.}$$

La tensione totale agente al piano di fondazione è la seguente:

$$p_{\text{sito}} = 18.5 \text{ kN/mc} \times 13.50\text{m} = 249.75 \text{ kPa.}$$

Siccome $p_{\text{sito}} > p_{\text{agente}}$ la fondazione risulta compensata.

6 CANALE DI COLLEGAMENTO TRA LA CENTRALE DI SOLLEVAMENTO ESISTENTE E IL NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELLE OPERE DI DERIVAZIONE – SCATOLARE 4X4

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto scatolare 4x4 di collegamento tra la centrale di collegamento esistente e il manufatto di partenza delle opere di derivazione. L'area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Cittaducale.

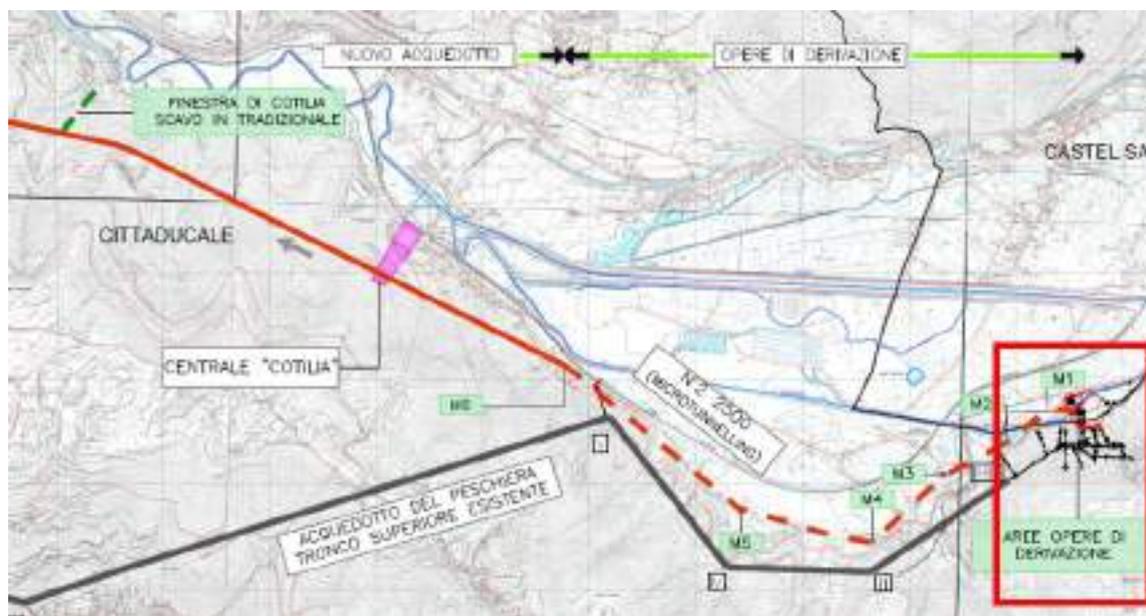


Figura 1-1 – Planimetria generale

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- Midas Gen 2021 versione 3.1 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd.
per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 0-2 – Licenza Midas Gen 2021

6.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S0 e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figure 0-3: Ubicazione sondaggio di riferimento S0

Nella figura seguente viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S0.

Committente: Acea Elabori S.p.A.	Sondaggio: S0
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell’Acquedotto del Peschiera	Data: 01-02/05/2019
Coordinate: 42.365934° N, 13.005264° E	Quota: 410 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

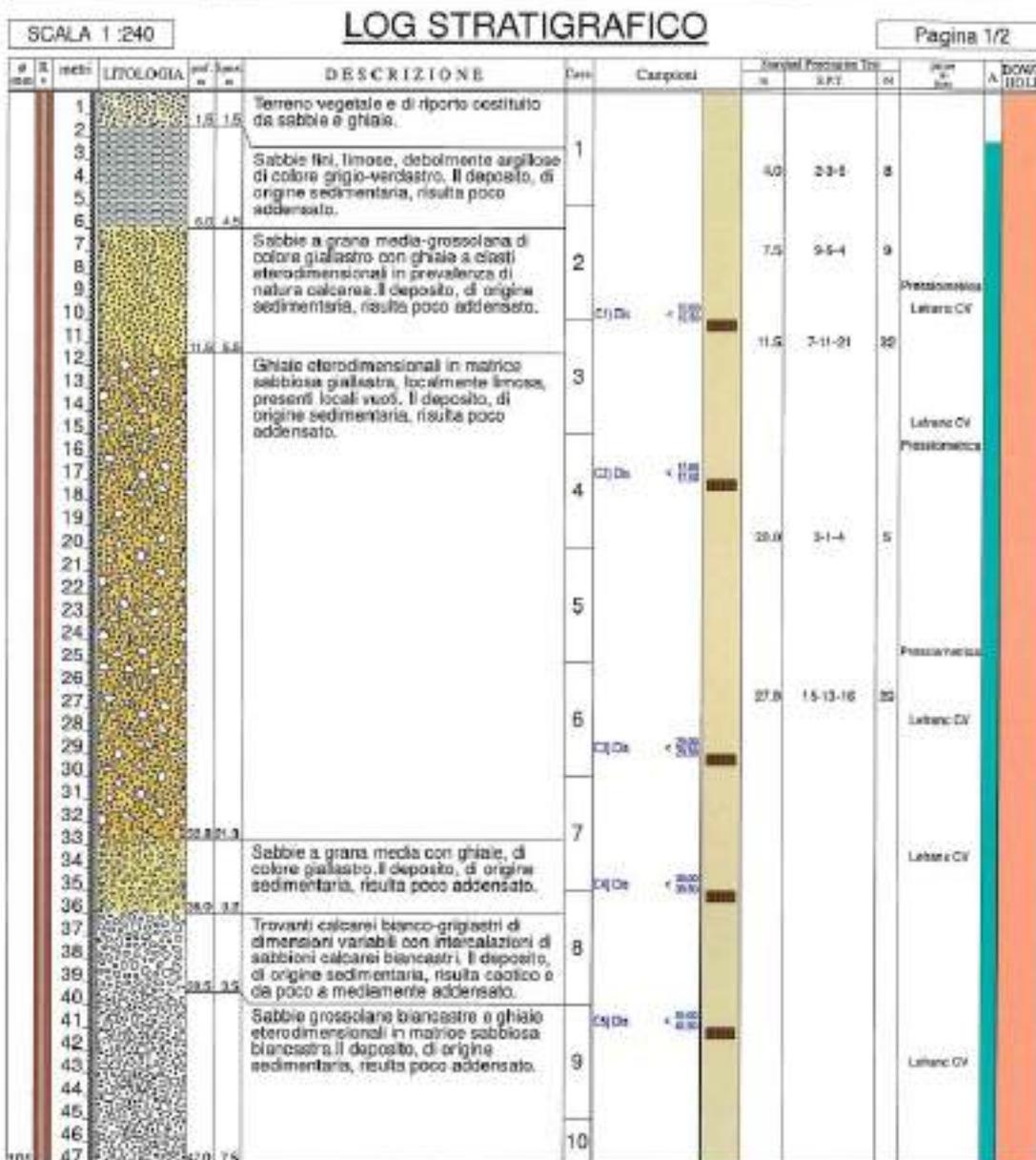


Figure 0-4: Scheda stratigrafica del sondaggio S0

6.2.1 Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (Standard Penetration Test), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N ₆₀
S0	4.0	8
S0	7.5	9
S0	11.5	32
S0	20.0	5
S0	27.0	29

Figure 0-5: Risultati prove SPT - Sondaggio S0

6.2.2 Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Effettivo			Caratteristiche fisiche						Lavori di consistenza				Comprimibilità				Coesione					Taglio snello					Elasticità				
Stato d'op.	Camp. n°	Profondità m	w %	L limp	Teor shrink	Por shrink	D _s limp	Indice plast.	Plac %	Sc %	LL %	LP %	IP %	IC %	σ ₁ %	σ ₂ %	σ ₃ %	σ ₄ %	σ ₅ %	σ ₆ %	σ ₇ %	σ ₈ %	σ ₉ %	σ ₁₀ %	σ ₁₁ %	σ ₁₂ %	σ ₁₃ %	σ ₁₄ %	σ ₁₅ %		
S0	C1	10.00 - 10.90	22.3				28.0				24.0	28.1	6.0	0.51	8.3	47.0	21.7	3.9													
S0	C2	17.00 - 17.90	16.4				26.6								61.9	34.2	2.6	1.0													
S0	C3	26.00 - 26.90	19.8				28.3								61.0	38.7	3.1	1.2													
S0	C4	35.00 - 35.90	24.3				25.3								33.2	39.4	3.8	1.8													
S0	C5	41.00 - 41.90	18.8				28.3								27.3	38.4	2.6	1.7													

Figure 0-6: Risultati delle prove di laboratorio

Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_0 (kN/m ³)	v_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
0,0 – 3,5	Terrano vegetale e di riporto a sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16,0	190	25	0	2,0
5,5 – 11,5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie sterodimensionali	18,5	421	30 – 32	0	4,0
11,5 – 22,5	Ghiaie sterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19,0	600	23 – 26	0	6,0 – 10,0
22,5 – 32,5		19,0	470			
32,5 – 36,0		18,5	546			
36,0 – 40,5	Sabbie grossolane e ghiaie sterodimensionali calcaree	19,5	678	35 – 38	0	10,0 – 12,0
40,5 – 45,0		19,5	415			
45,0 – 52,5	Ghiaie sterodimensionali in matrice sabbiosa	19,5	600	35 – 38	0	12,0 – 14,0
52,5 – 60,0	Trovanti calcarei sterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20,0	700	38	0	14,0 – 16,0
> 60,0	Calcarei micridici a ridotta componente marosa	26,0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

Categoria di Sottosuolo: C (286 m/s)

*Valore riferito alla frazione fine

Figure 5-7: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo

6.2.3 Prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole

In corrispondenza del sondaggio S0 è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica down-hole (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico down-hole viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Profondità	V _h medio	V _v medio	q medio	n _i medio	G medio	E _d medio	E medio	E _x medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kg/m ²)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.99	90.83	94.40	14.44	0.22	4.36	12.14	10.83	6.34
5.58	172.41	182.14	18.27	0.24	62.13	259.72	166.85	176.69
11.86	875.87	420.91	20.98	0.35	378.05	1640.91	1823.06	1135.64
22.88	1236.81	590.56	21.72	0.35	796.14	3387.06	2143.86	2326.34
33.25	1052.88	470.08	20.09	0.38	472.78	2276.10	1200.91	1745.81
36.71	1295.88	546.6	22.23	0.39	677.22	3896.40	1885.09	2900.44
41.25	1576.39	678.62	22.62	0.39	1062.10	5731.04	2944.69	4314.9
46.84	902.07	413.8	21.13	0.37	372.84	1754.87	1617.95	1257.74

V_{h,eq} [m/sec] (H=10.00 m): 256.4
Categoria del suolo C

Figure 5-8: Risultati della prova down-hole – Sondaggio S0

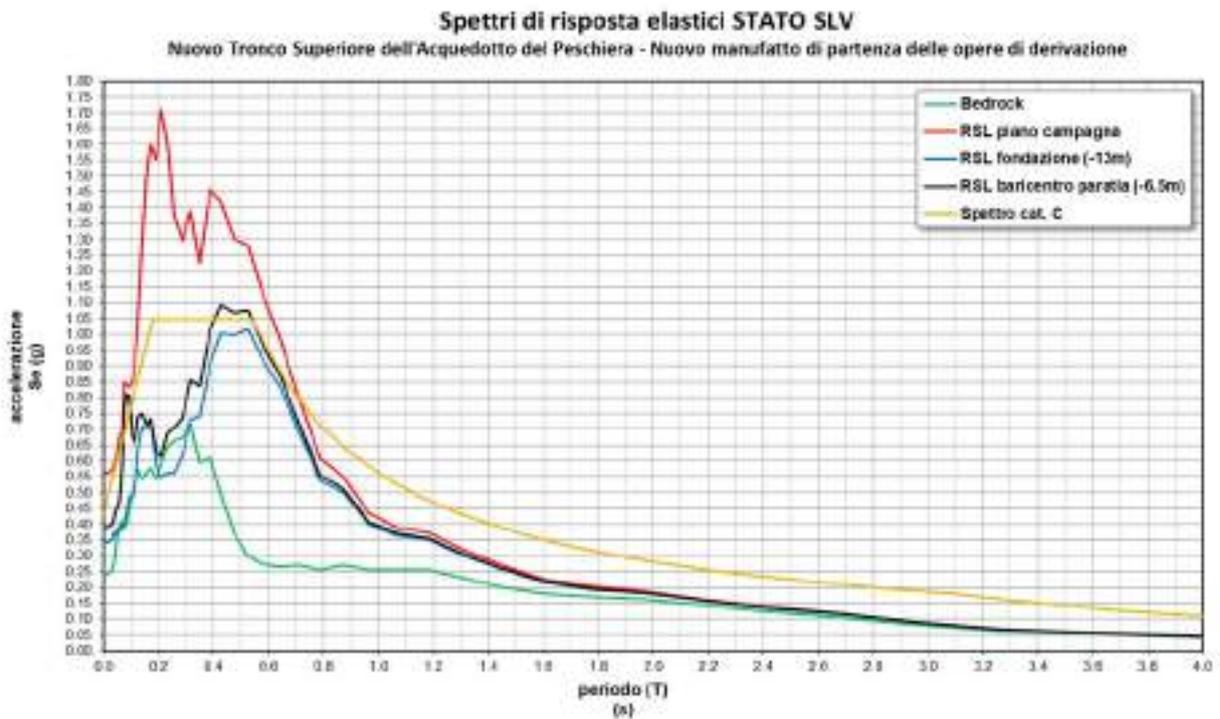
6.3 INQUADRAMENTO SISMICO

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: 13.005226°
Lat: 42.365998°
- Quota Zero sismico: 410m 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 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:

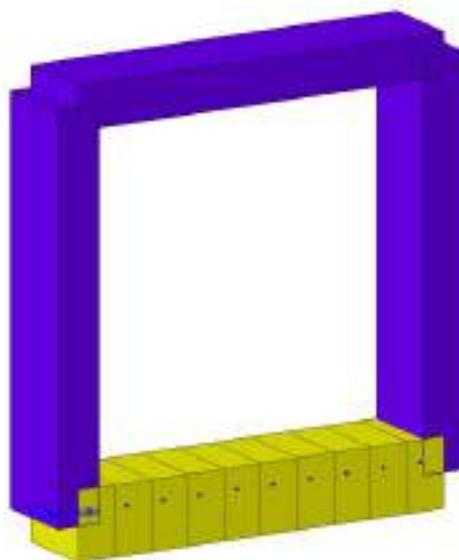


Figura 1-4 – Scatolare 4x4, modello FEM, elementi “beam” con sezione 50 cm x 100 cm (in viola) e 80 cm x 100 cm (in giallo)

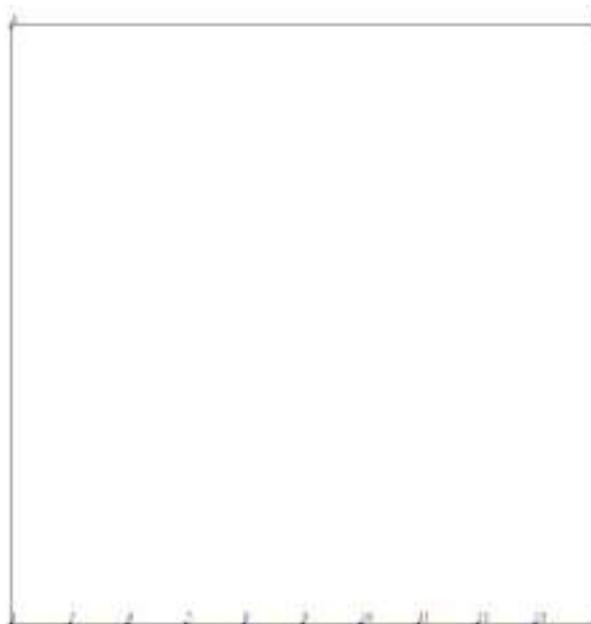


Figura 1-5 – Scatolare 4x4 - Numerazione nodi

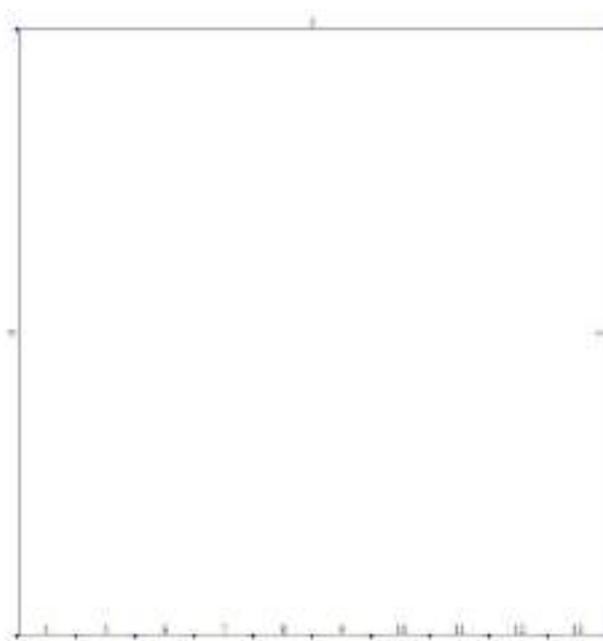


Figura 1-6 – Scatolare 4x4 - Numerazione aste

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale:

- Larghezza interna: 4.00m;
- Altezza interna: 4.00m;
- Spessore della soletta di copertura: 0.50m;
- Spessore delle pareti laterali: 0.50m;
- Spessore della platea di fondazione: 0.80m;
- Dimensione di base della platea: 5.00m;
- Ricoprimento massimo (estradosso copertura-p.c.): di 1.00m.

6.5 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^2] 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)

$$k_1 = 10 \text{ [N/cm}^3\text{]}$$

$$b = 0.3 \text{ [m]}$$

$$B = 5.00 \text{ [m]}$$

$$k = K_1 * ((B+b)/2B)^2 = 2.809 \text{ [N/cm}^3\text{]}$$

$$0.281 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

6.6 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 provvisionali.

6.6.1 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.).

6.6.2 Azioni copertura

Permanente portato

- Terreno di riempimento: $16 \times 1 \times 1 = 16 \text{ kN/m}$

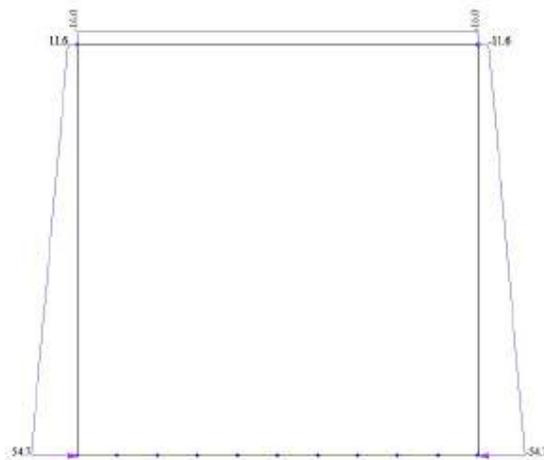


Figura 1-7 – Caso di carico "terreno statico"

Variabili

- Carico accidentale in copertura (traffico): $Q_{k,1}=20 \text{ kN/m}^2$

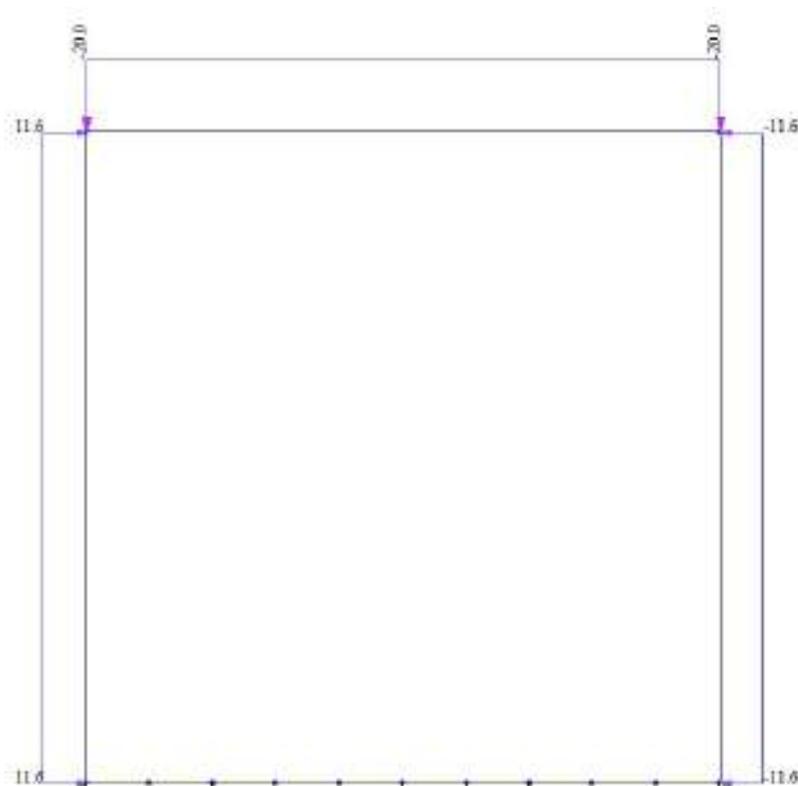


Figura 0-8 – Caso di carico "accidentale"

6.6.3 Azioni platea di fondazione

All'interno del manufatto è previsto il transito dell'acqua. A vantaggio di sicurezza si considera che il manufatto sia completamente pieno di acqua, non in pressione; tale carico viene distribuito sulla platea di fondazione.

- Peso acqua all'interno del manufatto = $4 \times 1 \times 10 = 40$ kN/m;

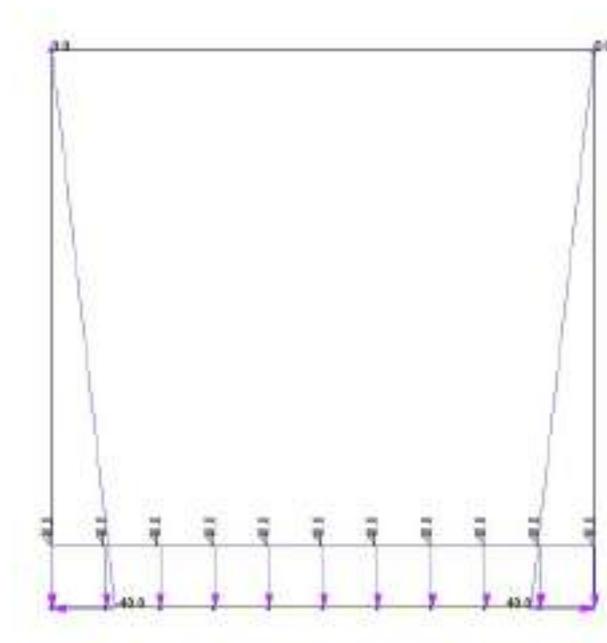


Figura 0-9 – Caso di carico "acqua invaso"

6.6.4 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:

$$\sigma_h(z) = K_0 \cdot \gamma_{nat} \cdot z$$

Dove:

- z , profondità dal p.c.;
- γ_{nat} , peso dell’unità di volume del terreno;
- k_0 , coeff. di spinta a riposo= $1 - \text{sen}\phi$.

Si ottiene:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi = 0.58$$

$$\sigma_{1.25m} = 0.58 \cdot 16 \cdot (1.00 + 0.25) \cdot 1 = 11.6 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{5.90m} = 0.58 \cdot 16 \cdot (1.00 + 5.3 - 0.4) \cdot 1 = 54.7 \text{ kN/m}$$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.

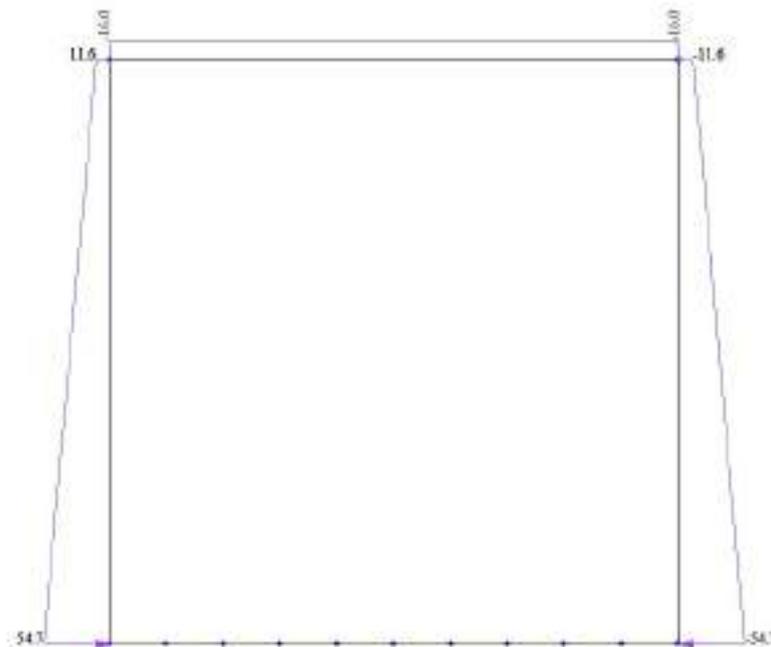


Figura 0-30 – Caso di carico "terreno statico"

6.6.5 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 $\gamma_w \times z \times l = 10 \times (1+5.3-0.4) \times 1 = 59 \text{ kN/m}$, e con valore in sommità pari a $\gamma_w \times z \times l = 10 \times (1 + 0.25) \times 1 = 12.5 \text{ kN/m}$.

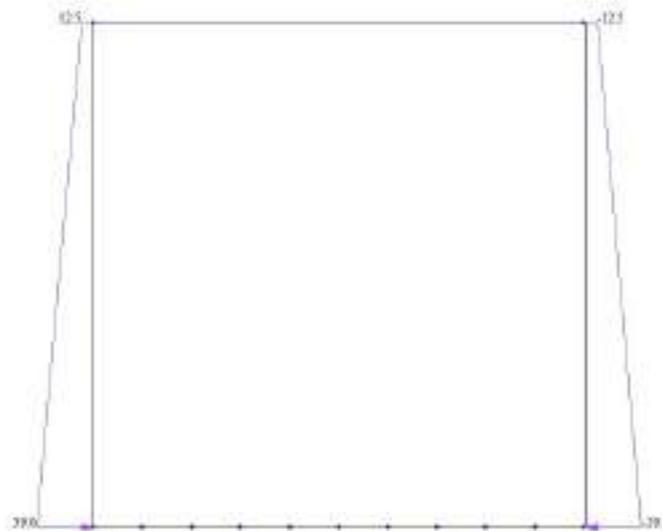


Figura 0-4 –Caso di carico “falda”

6.6.6 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 $K_0 = 1 - \text{sen}\phi = 1 - \text{sen}(25^\circ) = 0.58$ si ha una spinta orizzontale sulle pareti pari a:

- $20 \times 0.58 \times 1 = 11.6 \text{ kN/m}$

Di seguito l’applicazione al modello:

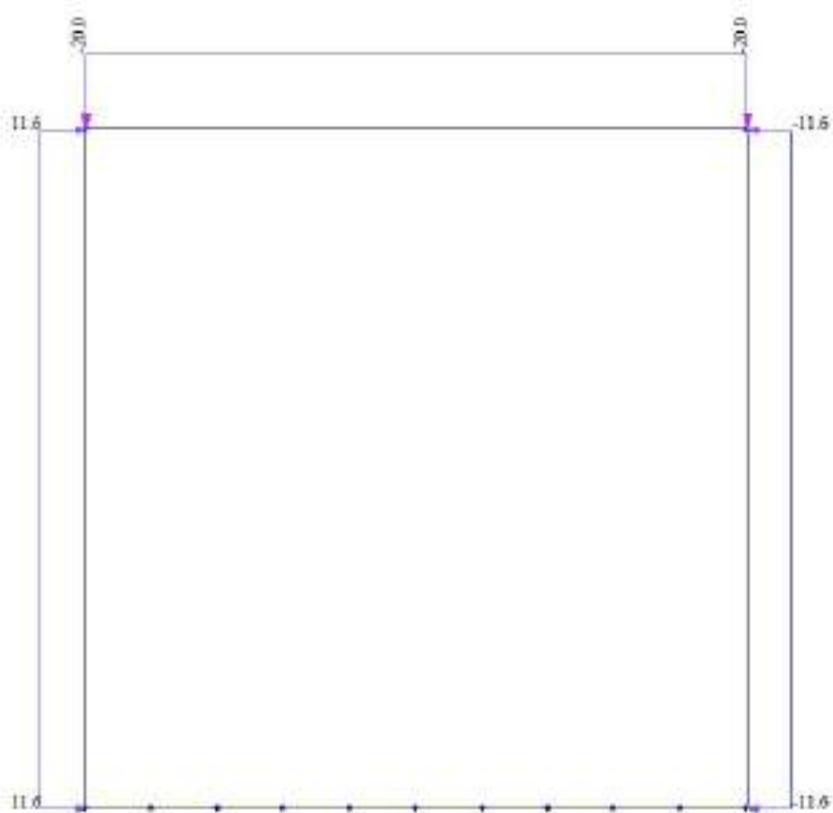


Figura 0-12 –Caso di carico "accidentale"

6.6.7 Spinta statica dell’acqua di invaso

All’interno del manufatto è previsto il transito dell’acqua. A vantaggio di sicurezza si considera che il manufatto sia completamente pieno di acqua, non in pressione. La spinta statica dell’acqua d’invaso sulle pareti è espressa con l’integrale della seguente distribuzione di pressione:

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

con γ_w peso specifico dell’acqua e z' profondità dal livello di invaso.

Si ha quindi, per 1 m di parete:

$$p_w(0) = 10 \cdot 0 \cdot 1 = 0 \text{ kN/m}$$

$$p_w(4) = 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40 \text{ kN/m}$$

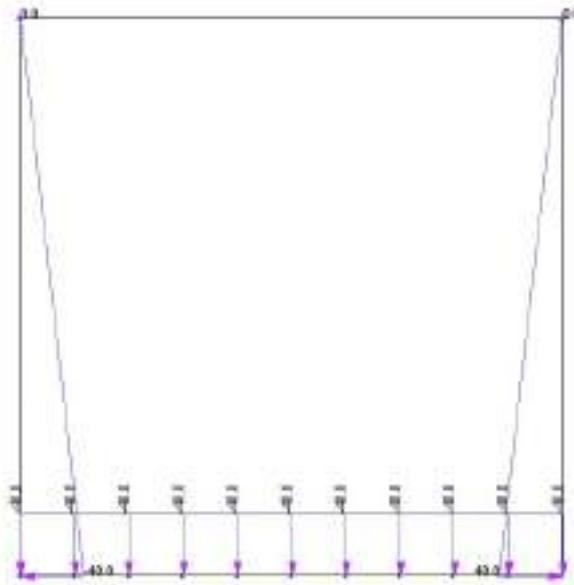


Figura 0-9 –Caso di carico "acqua invaso"

6.6.8 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:

$$F_h = a_g \cdot S \cdot W = a_g \cdot S_s \cdot S_t \cdot W = 0.163g \cdot 1.46 \cdot 1.2 \cdot W \cong 0.29W$$

$$F_h = W \cdot (S_s \cdot S_T) \cdot a_g/g = 0.55g \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot W/g = 0.55 \cdot W$$

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.

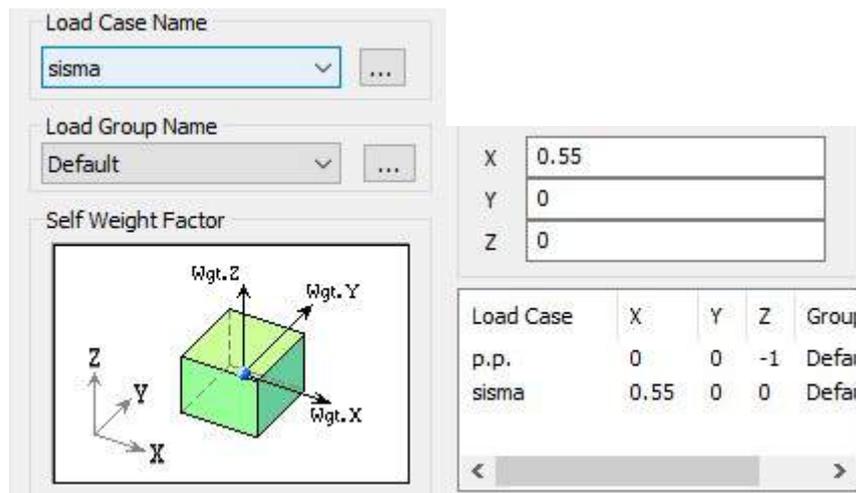


Figura 0-13 - Modello FEM: applicazione di un carico sismico costante sul manufatto

6.6.9 Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma

Dalle NTC2018 §7.11.6.2.1 si ha:

$$k_h = \beta_m \cdot (S_S \cdot S_T) \cdot a_g/g = 0.55$$

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:

$$\Delta p_d(z) = k_h \gamma H = 0.55 \cdot 16 \text{ kN/m}^3 \cdot 4.65\text{m} \cdot 1 \text{ m} \approx 41 \text{ kN/m}$$

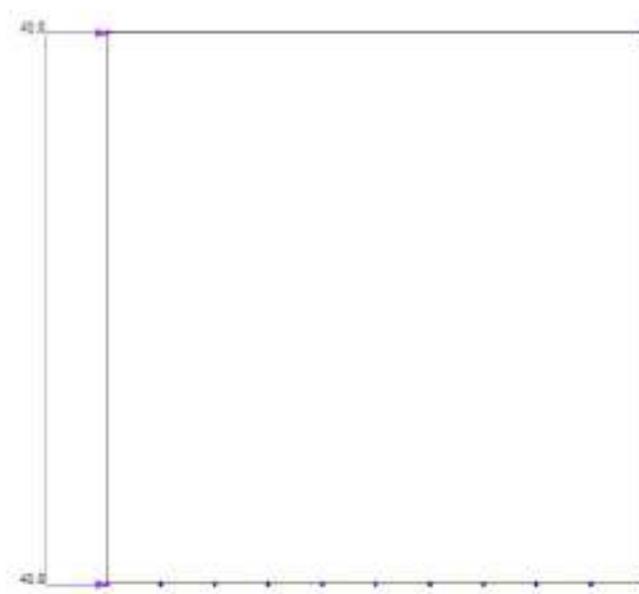


Figura 0-5 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in dir. +X

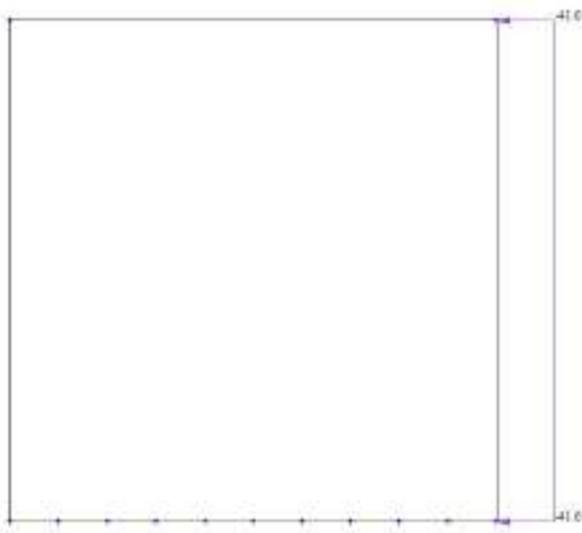


Figura 0-6 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in dir. -X

6.6.10 Incremento dinamico della spinta dell’acqua d’invaso

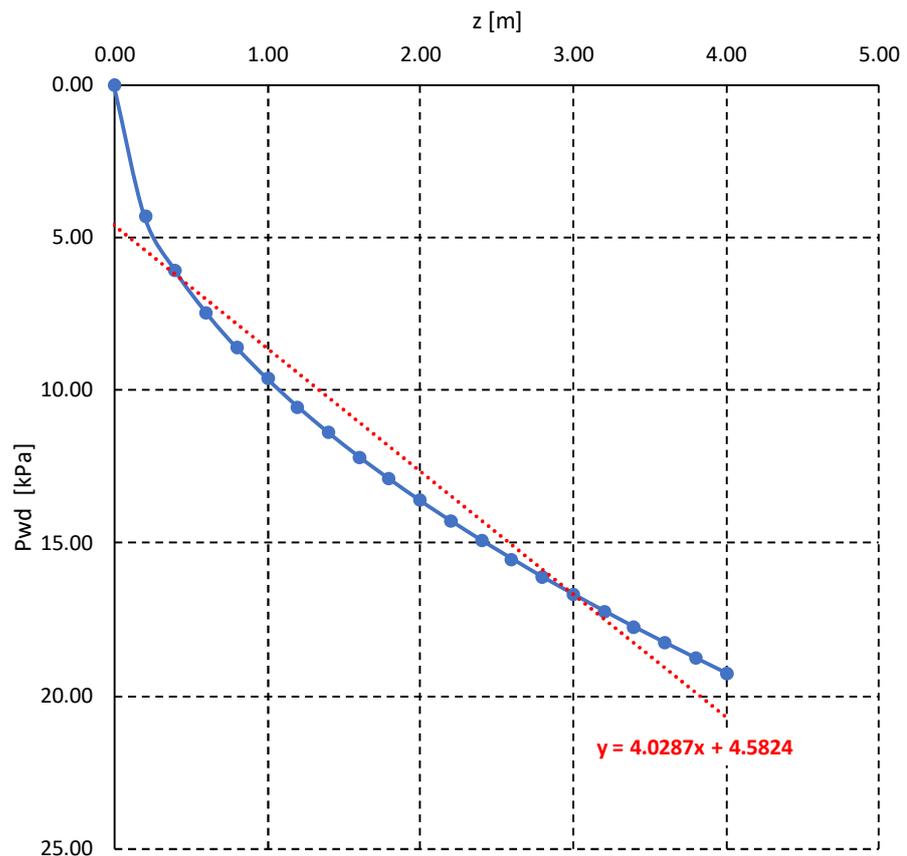
L’incremento dinamico di spinta dell’acqua di invaso presente all’interno del manufatto è determinabile integrando la seguente distribuzione di pressione:

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

Dove k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale.

La distribuzione di pressione che si ottiene è rappresentata nel grafico seguente.

z [m]	P _{wd} [kPa]
0.00	0.00
0.20	4.30
0.40	6.09
0.60	7.46
0.80	8.61
1.00	9.63
1.20	10.54
1.40	11.39
1.60	12.17
1.80	12.91
2.00	13.61
2.20	14.28
2.40	14.91
2.60	15.52
2.80	16.11
3.00	16.67
3.20	17.22
3.40	17.75
3.60	18.26
3.80	18.76
4.00	19.25



Nel modello di calcolo tale distribuzione viene approssimata linearmente con la distribuzione triangolare data dall’espressione $y = 4x + 4.6$, per cui per una striscia unitaria in profondità si avrà l’applicazione di una pressione lineare con valore:

- alla base pari a 20.6 kN/m
- in sommità pari a 4.6 kN/m

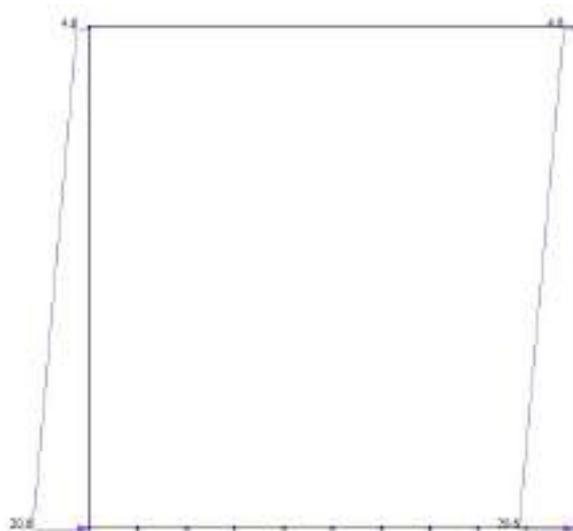


Figura 0-7 – Assegnazione incremento dinamico acqua invaso – dir. +X

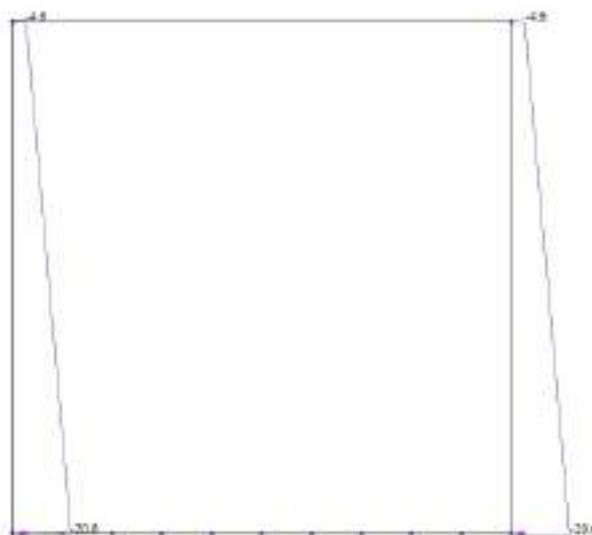


Figura 0-8 – Assegnazione incremento dinamico acqua invaso – dir. -X

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:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{21} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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:

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

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

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	1/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-	acqua invaso	sisma acqua invaso x+	sisma acqua invaso x-
1	1.30	1.30	1.50	1.30				1.30		
2	1.30	1.30		1.30				1.30		
3	1.30	1.30	1.50					1.30		
4	1.30	1.30						1.30		
5	1.30	1.30	1.50	1.30						
6	1.30	1.30		1.30						
7	1.30	1.30	1.50							
8	1.30	1.30								

Tabella 0.1 – Combinazioni di carico agli SLU

Name	P-P	terreno statico	accidentale	falda	sisma	sisma terreno x+	sisma terreno x-	acqua invaso	sisma acqua invaso x+	sisma acqua invaso x-
9	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
10	1.00	1.00	0.30		1.00	1.00		1.00	1.00	
11	1.00	1.00	0.30	1.00	-1.00		1.00	1.00		1.00
12	1.00	1.00	0.30		-1.00		1.00	1.00		1.00
13	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00				
14	1.00	1.00	0.30		1.00	1.00				
15	1.00	1.00	0.30	1.00	-1.00		1.00			
16	1.00	1.00	0.30		-1.00		1.00			
17	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
18	1.00	1.00			1.00	1.00		1.00	1.00	
19	1.00	1.00		1.00	-1.00		1.00	1.00		1.00
20	1.00	1.00			-1.00		1.00	1.00		1.00
21	1.00	1.00		1.00	1.00	1.00				
22	1.00	1.00			1.00	1.00				
23	1.00	1.00		1.00	-1.00		1.00			
24	1.00	1.00			-1.00		1.00			

Tabella 0.2 – Combinazioni di carico sismiche

Name	P-P	terreno statico	accidentale	falda	sisma	sisma terreno x+	sisma terreno x-	acqua invaso	sisma acqua invaso x+	sisma acqua invaso x-
25	1.00	1.00	1.00	1.00				1.00		
26	1.00	1.00	0.50	1.00				1.00		
27	1.00	1.00	0.30	1.00				1.00		

Tabella 0.3 – Combinazioni di carico in esercizio

La combinazione 25 è la combinazione rara, la 26 è la combinazione frequente e la 27 è la quasi permanente.

6.8 RISULTATI

6.8.1 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**

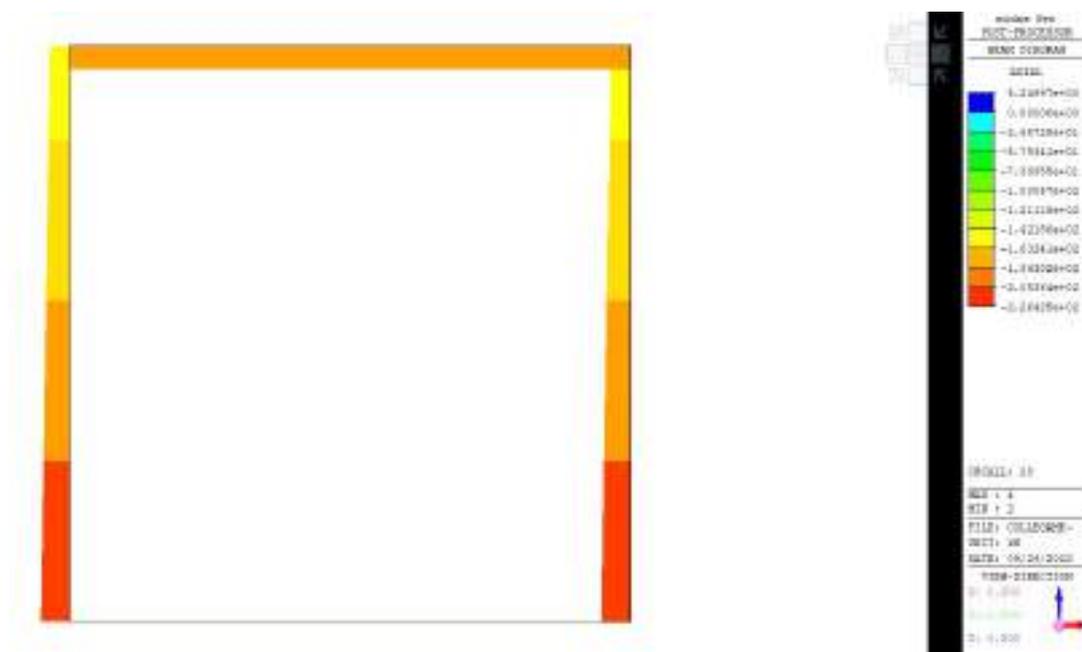


Figura 0-16 – Involuppo sforzo normale F_x

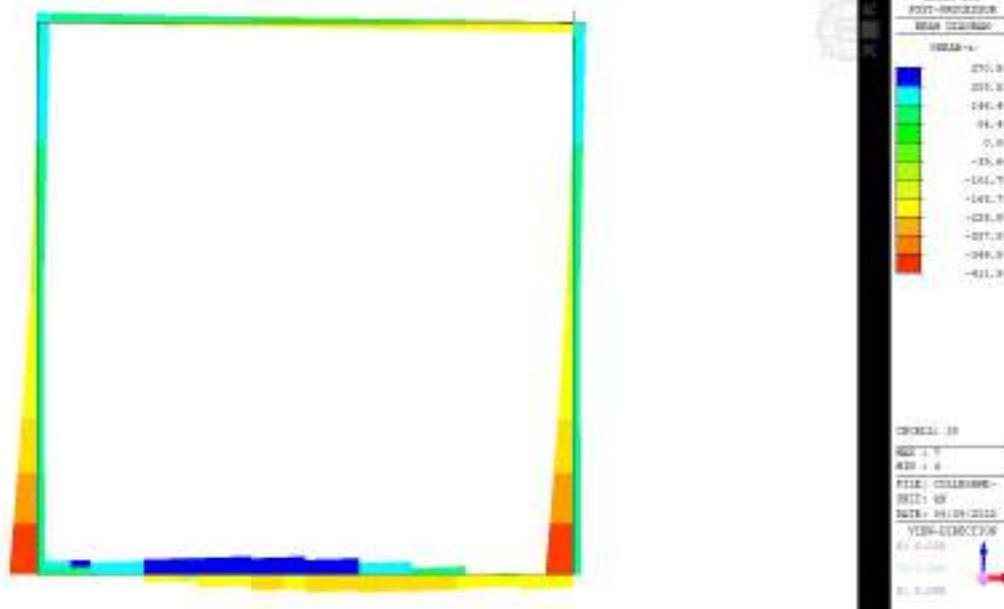


Figura 0-17 – Involuppo Taglio Fz

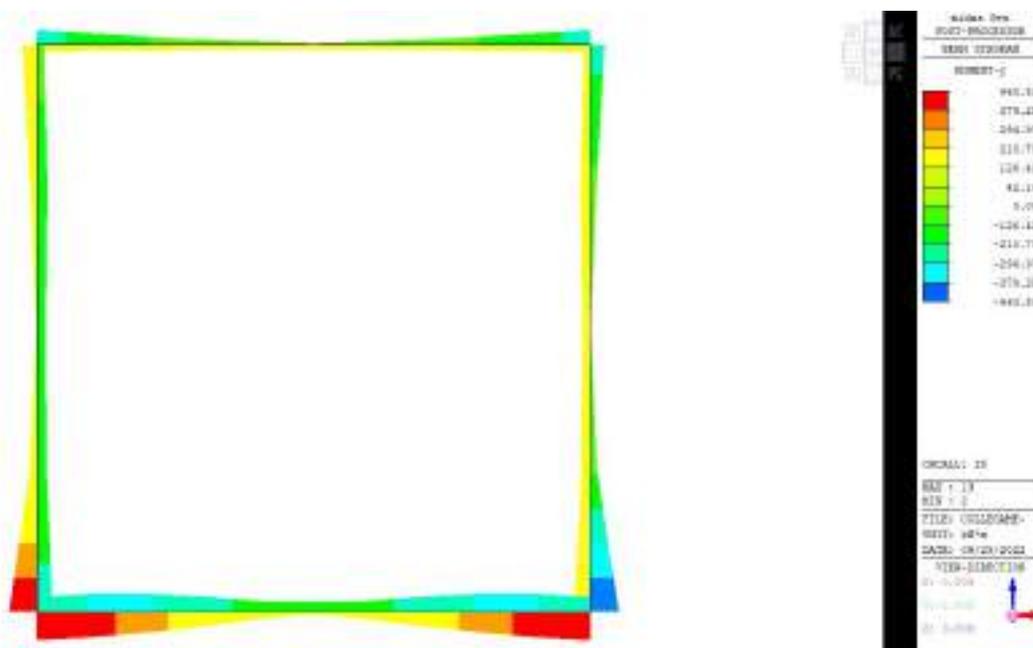


Figura 0-18 – Involuppo Momento flettente My

▪ **SLE – Rara**

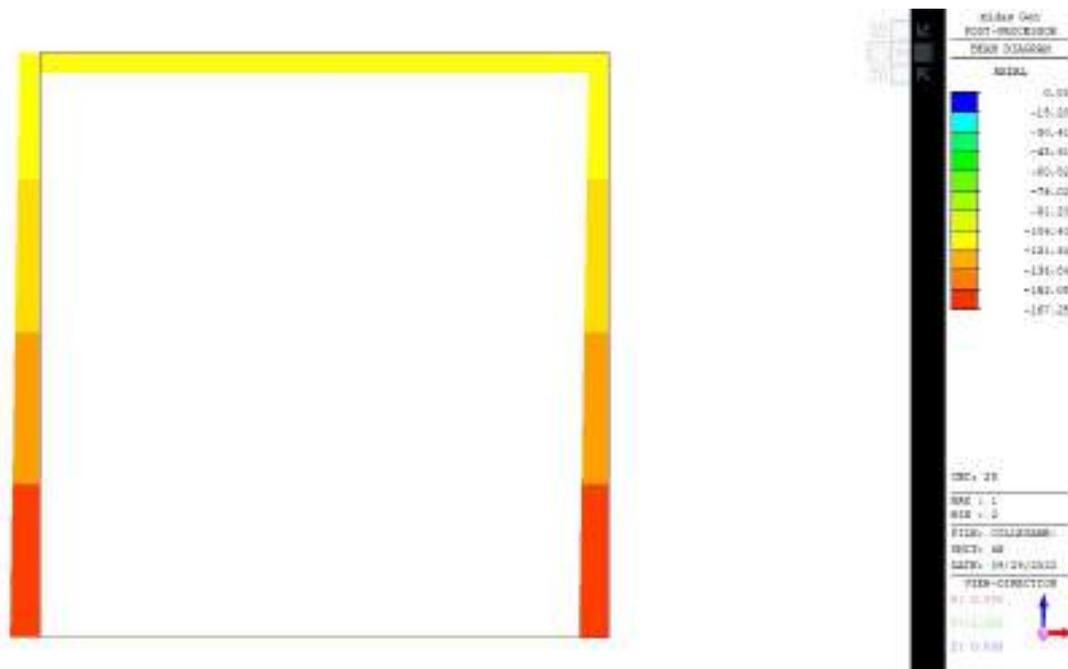


Figura 0-19 – Sforzo normale Fx

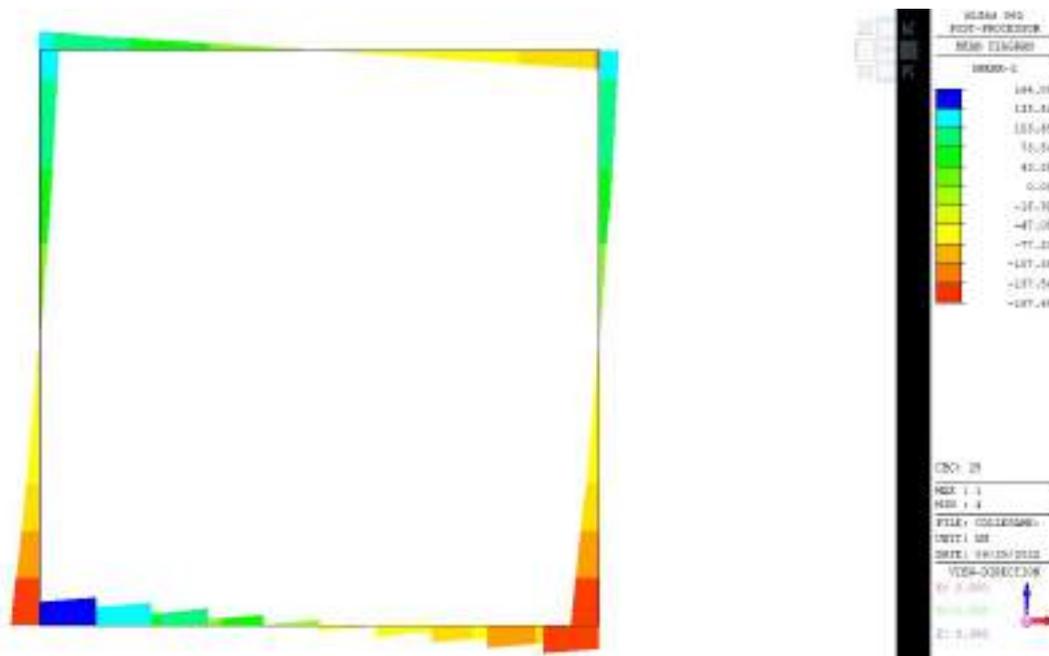


Figura 0-20 – Taglio Fz

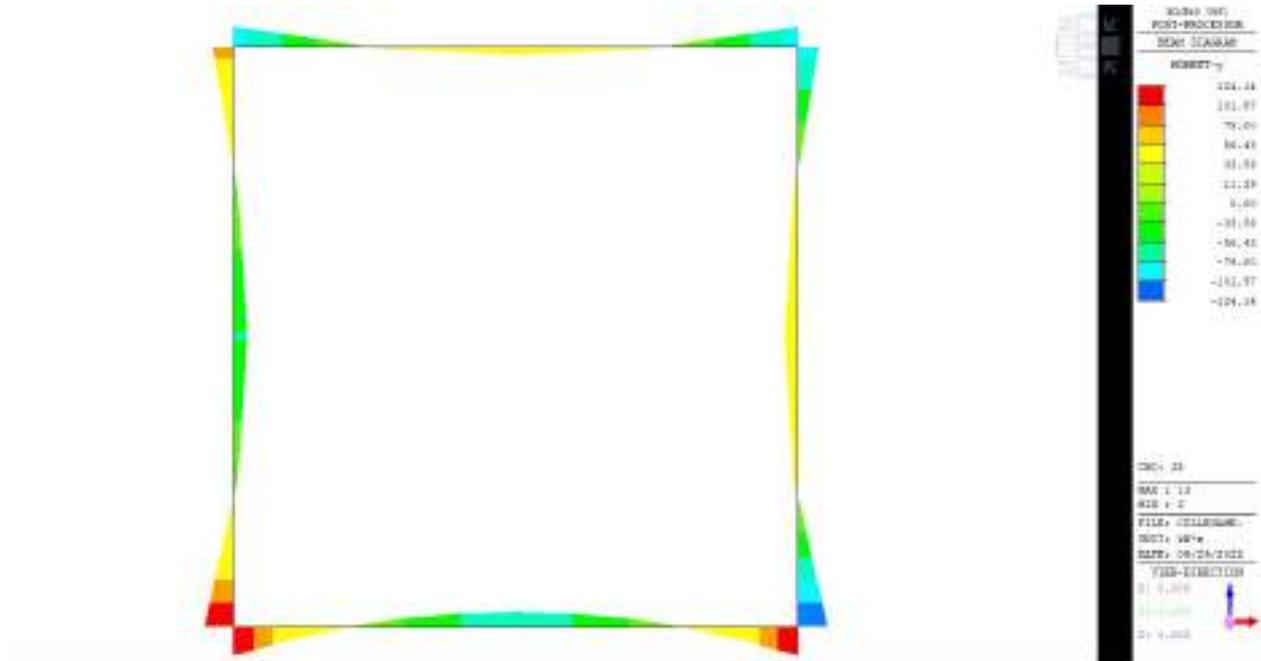


Figura 0-21 –Momento flettente M_y

▪ **SLE – Frequente**

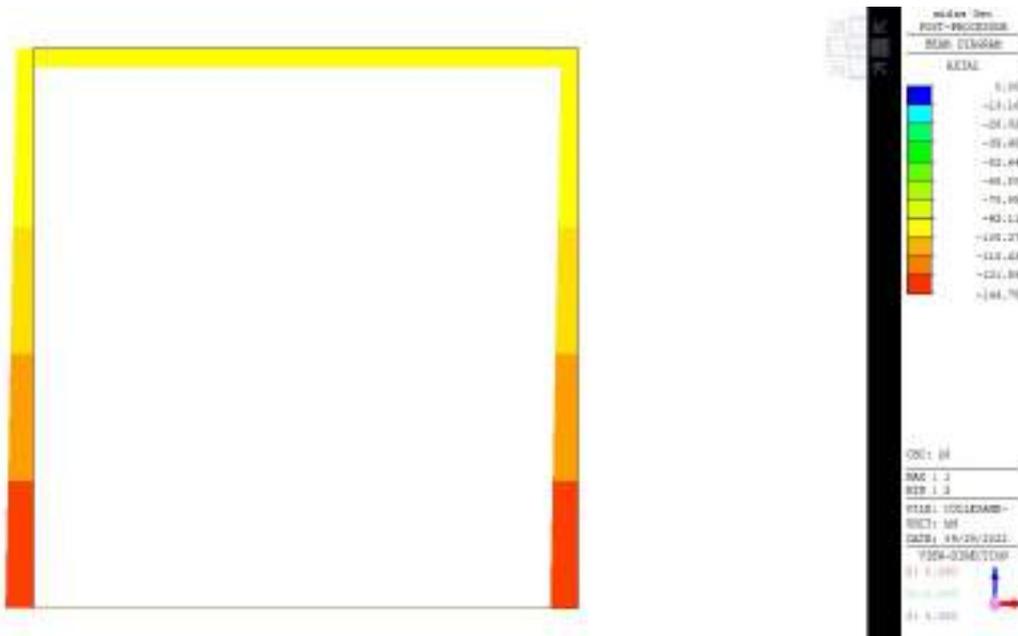


Figura 0-22 – Sforzo normale Fx

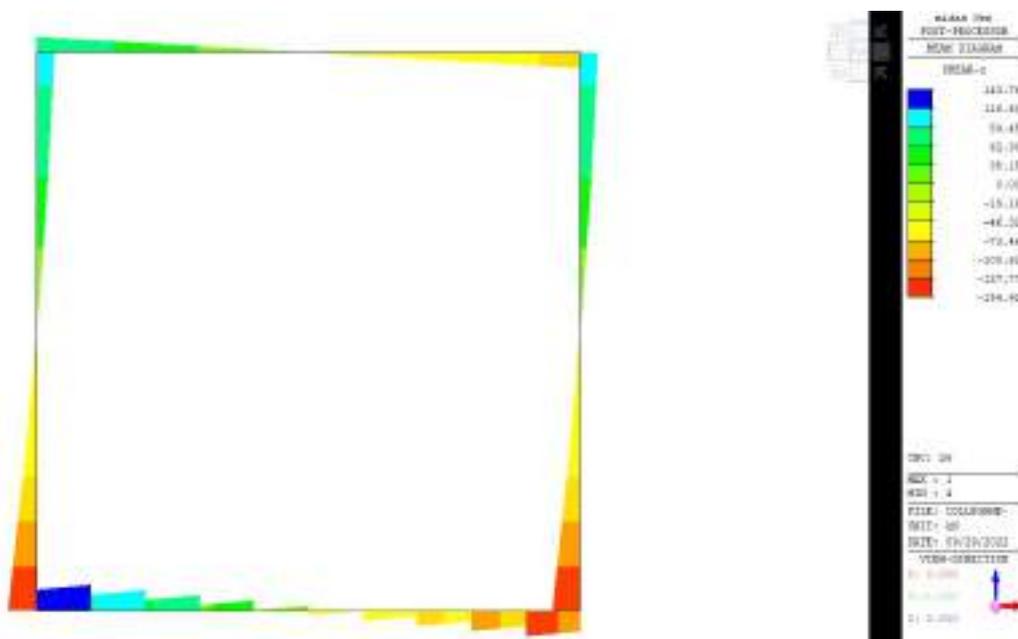


Figura 0-23 – Taglio Fz

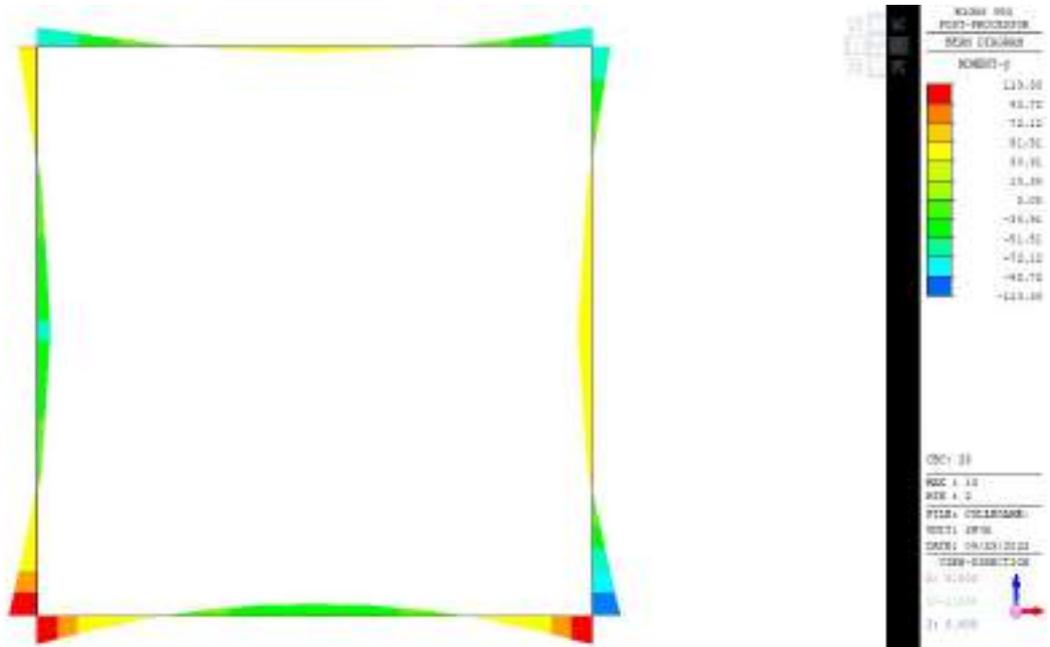


Figura 0-24 –Momento flettente My

- **SLE – Quasi Permanente**

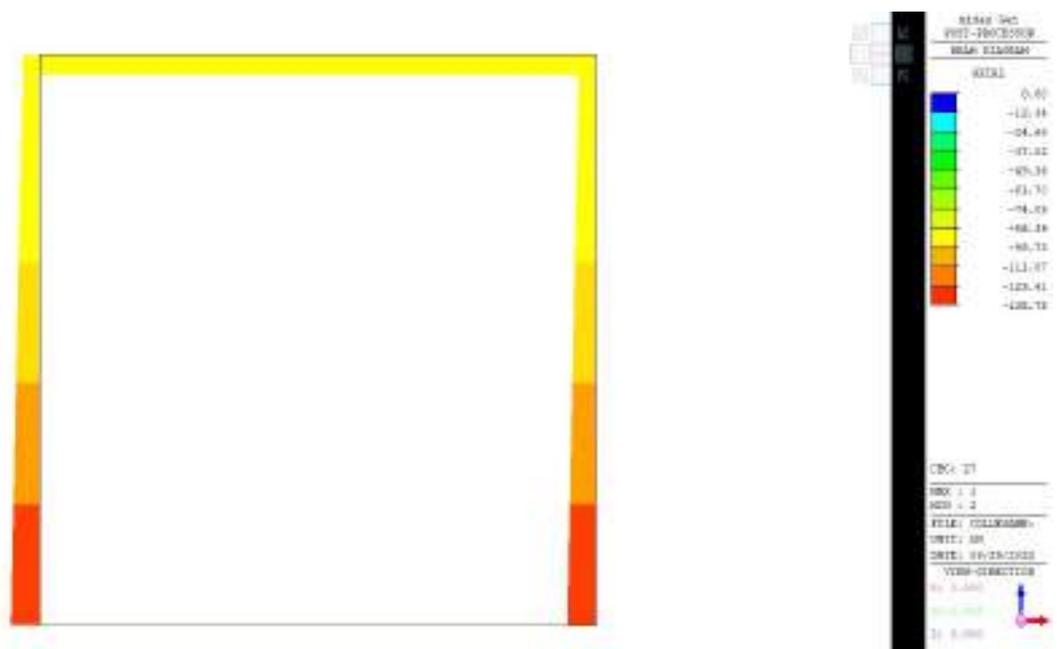


Figura 0-25 – Sforzo normale F_x

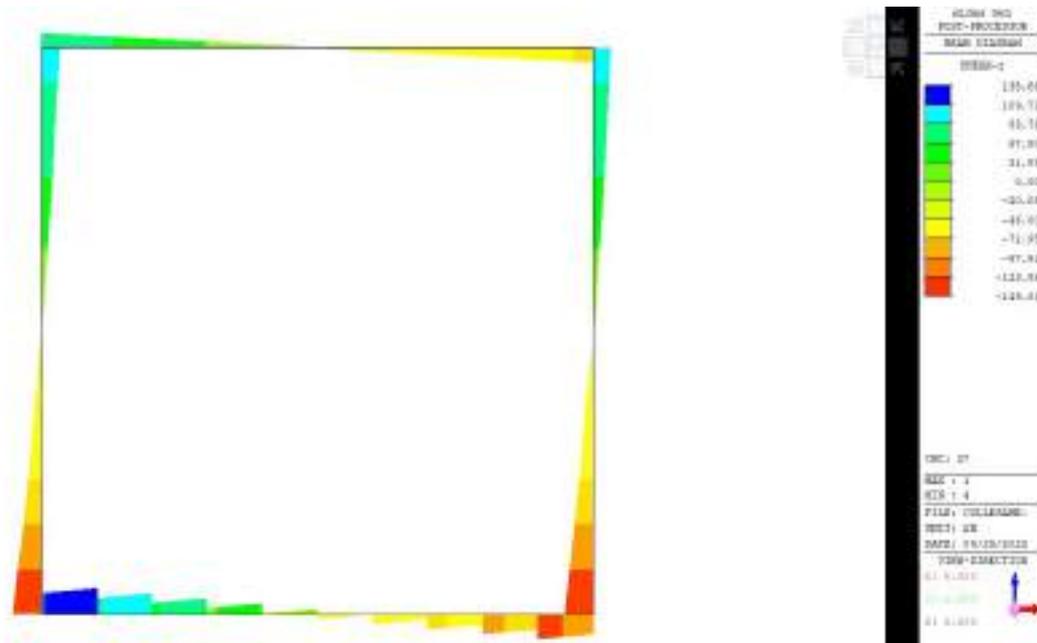


Figura 0-26 – Taglio F_z

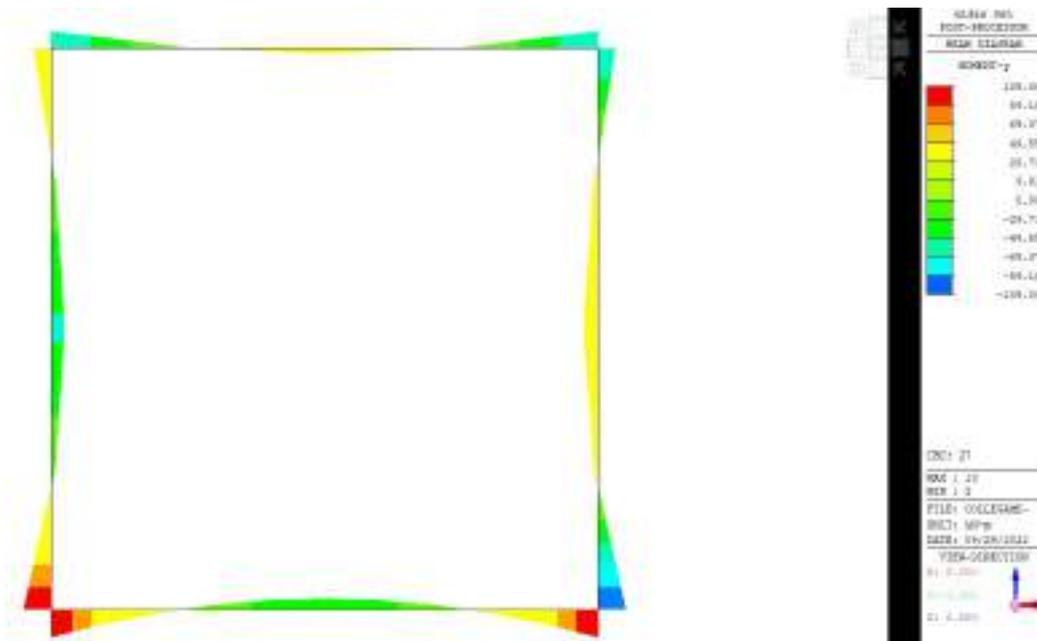


Figura 0-27 – Momento flettente M_y

6.8.2 Deformate

Di seguito vengono riportate le deformate per la combinazione allo SLE Rara.

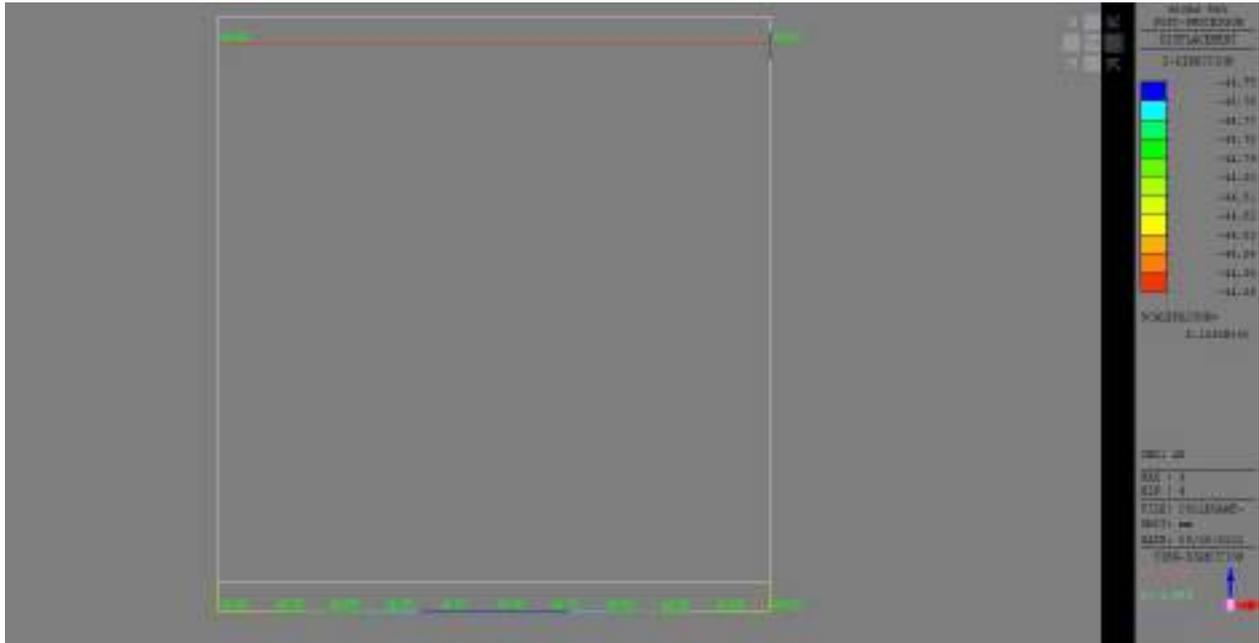


Figura 0-28 – Deformata SLE CMB25 [mm]

6.9 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
Copertura	$\phi 20/10$ al lembo superiore e $\phi 20/10$ al lembo inferiore

Nei confronti delle azioni di taglio si dispongono:

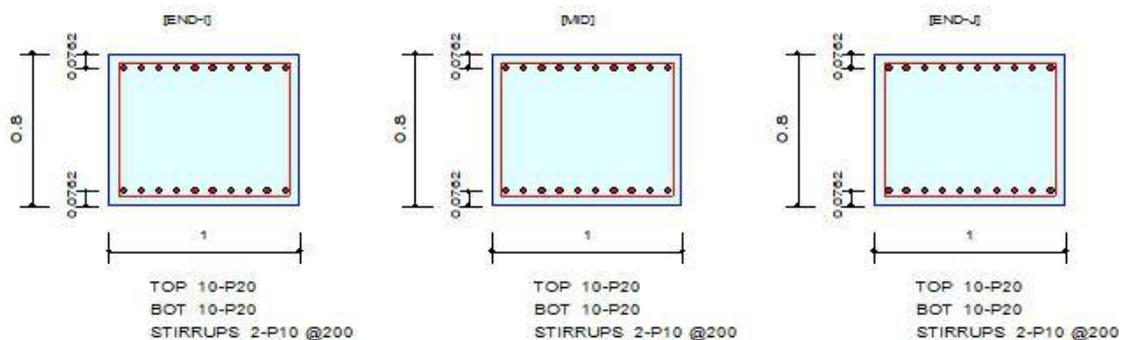
Platea	$\phi 10$, circa $10 \text{ cm}^2 \text{ al m}^2$
Setti	$\phi 10$, alle estremità del setto circa $20 \text{ cm}^2 \text{ al m}^2$, al centro circa $10 \text{ cm}^2 \text{ al m}^2$
Copertura	$\phi 10$, circa $10 \text{ cm}^2 \text{ al m}^2$

6.9.1 Verifiche SLU elementi in c.a.

Verifica SLU – Platea

1. Design Information

Member Number	1	Unit System	kN, m
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018		
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000 \text{ KPa}$		
Section Property	1x0.8 (No : 2)	Beam Span	4.5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	12	12	10
Moment (M _{Ed})	275.95	275.95	275.95
Factored Strength (M _{Rd})	852.11	852.11	852.11
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3238	0.3238	0.3238
Neutral Axis (x/d)	0.1030	0.1030	0.1030
(+) Load Combination No.	9	17	11
Moment (M _{Ed})	463.53	280.97	463.53
Factored Strength (M _{Rd})	852.11	852.11	852.11
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5440	0.3297	0.5440
Neutral Axis (x/d)	0.1030	0.1030	0.1030
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

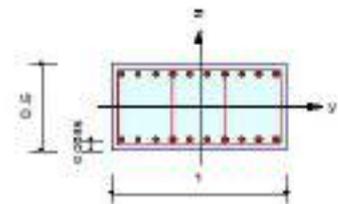
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	9	11	11
Factored Shear Force (V _{Ed})	234.61	268.23	234.61
V _{Rdc}	318.48	318.48	318.48
V _{Rds}	201.37	201.37	201.37
V _{Rdmax}	3474.24	3474.24	3474.24
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.7367	0.8422	0.7367
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	1.1650	1.3320	1.1650
Check Ratio	0.7367	0.8422	0.7367

Verifica SLU – Pareti

Si riporta la verifica dell’elemento con coefficiente di sicurezza più vicino all’unità.

1. Design Condition

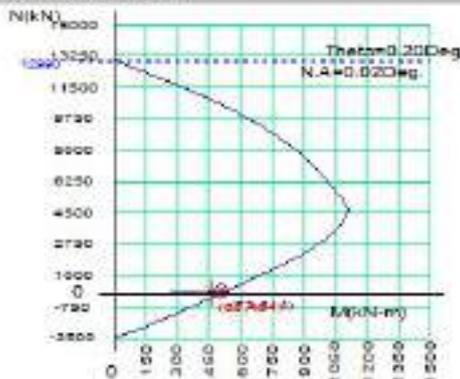
Design Code : Eurocode2.04 & NTC.2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 4
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 4.65 m
 Section Property : 1x0.5 (No. 1)
 Rebar Pattern : 20 - 2 - P20 Ast = 0.00628 m² (RhoSt = 0.013)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 2 (Psa : J)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 12900.1 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 66.3750 / 73.1681 = 0.907 < 1.000 OK
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 463.533 / 514.062 = 0.902 < 1.000 OK
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 463.530 / 514.060 = 0.902 < 1.000 OK
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 1.54322 / 1.78173 = 0.866 < 1.000 OK

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
12900.08	0.00
10919.73	434.08
9362.39	703.35
7902.47	876.12
6570.29	994.40
5445.58	1074.74
4770.68	1117.48
4462.83	1106.80
3867.83	1073.04
3087.32	1006.74
2047.59	867.42
20.90	504.13
-2457.39	0.00

3. Shear Capacity

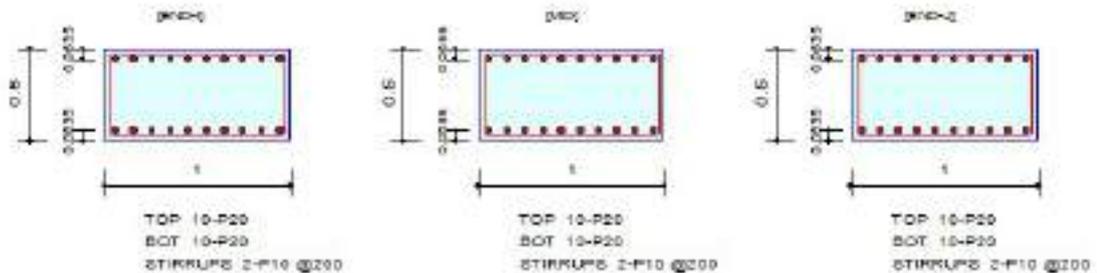
[END]	y (LCB : 24, POS : J)	z (LCB : 13, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	411.940 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 253.350 = 0.000	411.940 / 260.300 = 1.583
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 521.101 = 0.000	411.940 / 485.768 = 0.848
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2247.60 = 0.000	411.940 / 2095.20 = 0.197
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.848 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00316 m ² /m, 4-P10 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 24, POS : 1/2)	z (LCB : 9, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	243.333 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 249.267 = 0.000	243.333 / 254.750 = 0.955
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 521.101 = 0.000	243.333 / 242.884 = 1.002
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2247.60 = 0.000	243.333 / 2095.20 = 0.116
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.955 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100

Verifica SLU – Copertura

1. Design Information

Member Number	3	Unit System	kN, m
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018		
Material Data	f _{ck} = 32000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa	Beam Span	4.3m
Section Property	1x0.5 (No : 1)		



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	9	19	11
Moment (M _{Ed})	239.49	98.86	239.49
Factored Strength (M _{Rd})	498.25	498.25	498.25
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4807	0.1984	0.4807
Neutral Axis (x/d)	0.1519	0.1519	0.1519
(+) Load Combination No.	20	10	18
Moment (M _{Ed})	105.51	84.48	105.51
Factored Strength (M _{Rd})	498.25	498.25	498.25
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2118	0.1696	0.2118
Neutral Axis (x/d)	0.1519	0.1519	0.1519
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

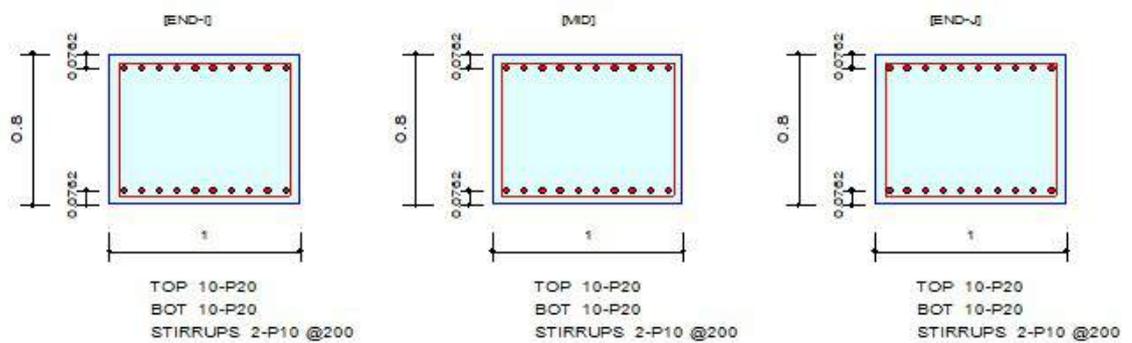
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	7	12	7
Factored Shear Force (V _{Ed})	150.86	108.19	150.86
V _{Rdc}	249.86	249.86	249.86
V _{Rds}	121.44	121.44	121.44
V _{Rdmax}	2095.20	2095.20	2095.20
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.6038	0.4330	0.6038
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	1.2423	0.8909	1.2423
Check Ratio	0.6038	0.4330	0.6038

6.9.2 Verifiche SLE elementi in c.a.

Verifica SLE – Platea

1. Design Information

Member Number	1	Unit System	kN, m
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Beam Span	4.5m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	1x0.8 (No : 2)		



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	25(C)	25(C)	25(C)	25(C)	25(C)	25(C)
Stress(s)	108.33	1051.94	512.18	4973.42	108.33	1051.94
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0056	0.0029	0.0267	0.0138	0.0056	0.0029
(+) Load Combination No.	25(C)	25(C)	27(Q)	27(Q)	25(C)	25(C)
Stress(s)	994.99	9661.72	0.00	0.00	994.99	9661.72
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	0.00	0.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0518	0.0268	0.0000	0.0000	0.0518	0.0268

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Stress(s)	19.67	349.81	19.67
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0014	0.0243	0.0014
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Stress(s)	873.65	0.00	873.65
Allowable Stress(sa)	14400.00	0.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0607	0.0000	0.0607
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0008	0.0147	0.0008
(+) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0366	0.0000	0.0366

5. Deflection Control

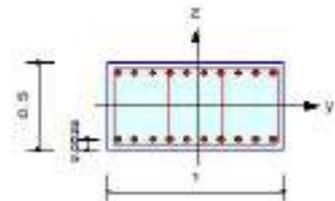
$L/250 = 0.018000 > 0.0001$ (LCB:25, POS: 2.3m from END-I)..... O.K

Verifica SLE - Pareti

Si riporta la verifica dell’elemento con coefficiente di sicurezza più vicino all’unità.

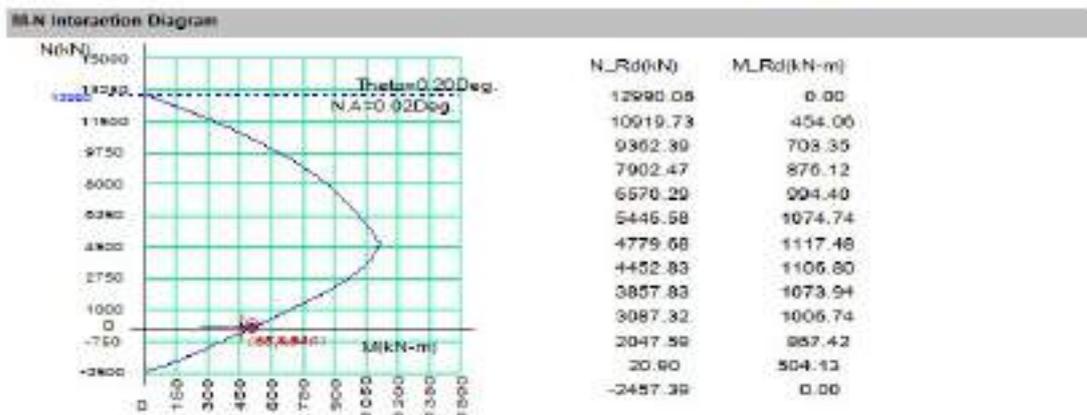
1. Design Condition

Design Code : Eurocode2-04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 2
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Column Height : 4.65 m
 Section Property : 1x0.5 (No : 1)
 Rebar Pattern : 20 - 2 - P20 $A_{st} = 0.00628$ m² (Rho_{st} = 0.013)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 11 (Pos : 1)
 Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 12990.1$ kN
 Axial Load Ratio $N_{Ed} / N_{Rd} = 88.2750 / 73.1681 = 0.907 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Ed} / M_{Rd} = 483.533 / 514.052 = 0.902 < 1.000$ O.K
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 483.530 / 514.059 = 0.902 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 1.34322 / 1.78173 = 0.808 < 1.000$ O.K



3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 24, POS : J)	z (LCB : 15, POS : I)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	411.940 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 229.437 = 0.000	411.940 / 260.300 = 1.583
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 521.101 = 0.000	411.940 / 485.768 = 0.848
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2247.60 = 0.000	411.940 / 2095.20 = 0.197
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.848 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00316 m ² /m, 4-P10 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 24, POS : 1/2)	z (LCB : 11, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	243.333 kN
V_Ed / V_Rdc	0.00000 / 233.519 = 0.000	243.333 / 254.750 = 0.955
V_Ed / V_Rds	0.00000 / 521.101 = 0.000	243.333 / 242.884 = 1.002
V_Ed / V_Rdmax	0.00000 / 2247.60 = 0.000	243.333 / 2095.20 = 0.116
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.955 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100

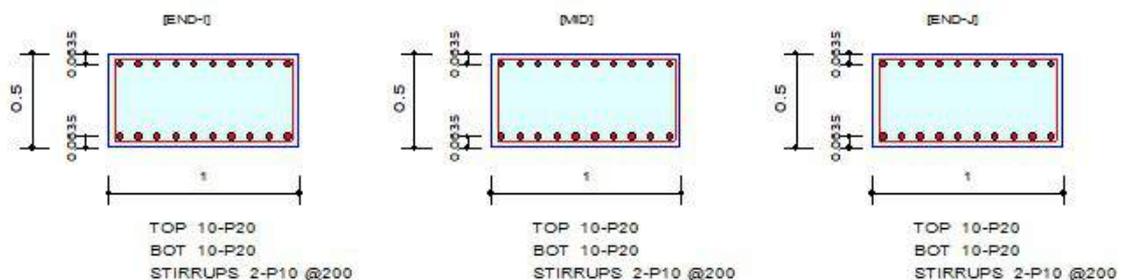
4. Serviceability : Stress Limit Check

	Conc.(Tens.)	Conc.(Comp.)	Conc.(Comp.)(QP)	Rebar
Load Combination	25(C)	25(C)	27(Q)	25(C)
Stress(s)	-2127.23	2715.05	2364.45	18140.37
Allowable Stress(sa)	3326.19	19200.00	14400.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.6395	0.1414	0.1642	0.0504
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	f _{ck} = 32000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	1x0.5 (No : 1)	Beam Span	4.5m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	25(C)	25(C)	27(Q)	27(Q)	25(C)	25(C)
Stress(s)	1713.15	15330.45	49.92	446.68	1713.15	15330.45
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0892	0.0426	0.0026	0.0012	0.0892	0.0426
(+) Load Combination No.	25(C)	25(C)	25(C)	25(C)	25(C)	25(C)
Stress(s)	82.58	738.99	681.16	6095.48	82.58	738.99
Allowable Stress(sa)	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0043	0.0021	0.0355	0.0169	0.0043	0.0021

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Stress(s)	1327.29	49.92	1327.29
Allowable Stress(sa)	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0922	0.0035	0.0922
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Stress(s)	0.00	375.88	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	14400.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0261	0.0000
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

4. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(Q)
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0373	0.0014	0.0373
(+) Load Combination No.	27(Q)	27(Q)	27(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	0.0106	0.0000

5. Deflection Control

L/250 = 0.018000 > 0.0001 (LCB:25, POS: 2.3m from END-I)..... O.K

6.10RIEPILOGO INCIDENZE

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO SCATOLARE 4x4		
ELEMENTO	spessore (m)	incidenza (kg/m³)
PLATEA	0.8	90
PARETI	0.5	130
COPERTURA	0.5	120

7 CANALE DI SCARICO PRESSO LE SORGENTI

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), ha come oggetto la progettazione strutturale del canale di scarico presso le sorgenti. L’area di studio della nuova opera ricade nel territorio della Provincia di Rieti interessando il comune di Castel Sant’Angelo.

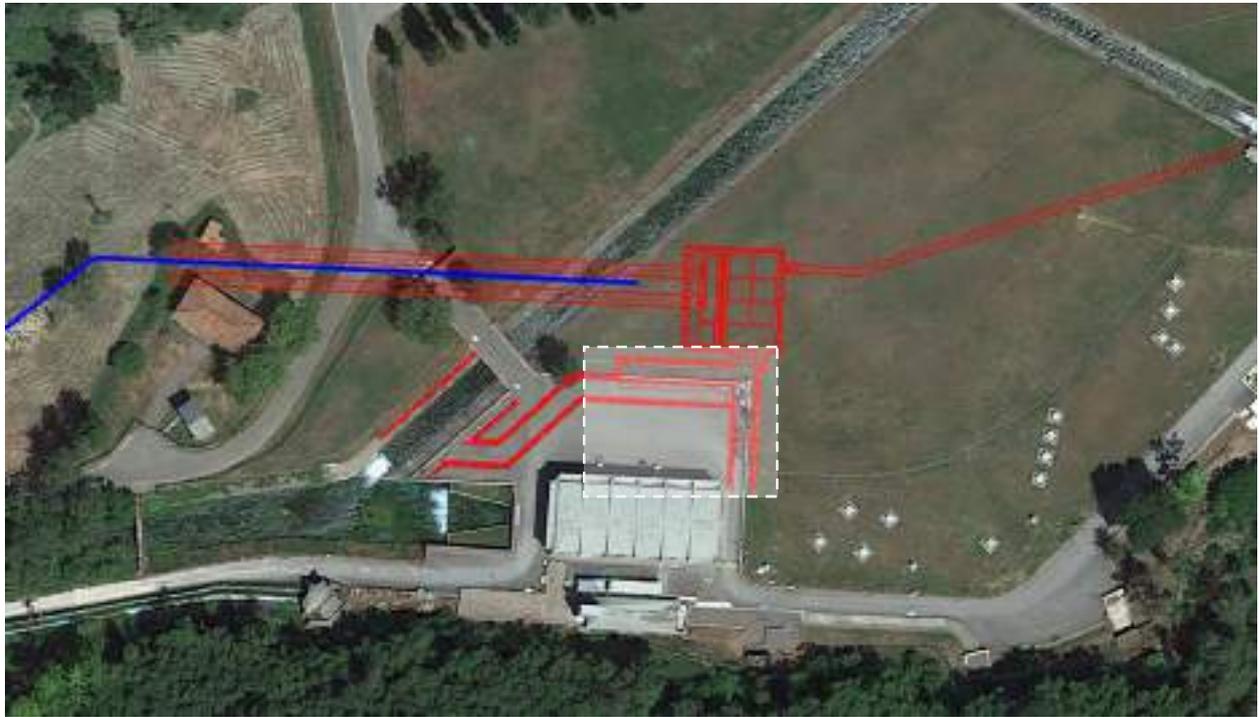


Figura 9 – Ubicazione del canale di scarico

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:

- 2- Midas Gen 2021 versione 3.1 della MIDAS Information Technology Co.,Ltd. per l’analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:



Figura 10 – Licenza Midas Gen 2021

7.2 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.

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
1	0.0 – 5.5	Terreno vegetale e di riporto e sabbie fini, limose, debolmente argillose poco addensate	16.0	190	25	0	2.0
2	5.5 – 11.5	Sabbie a grana media grossolana con ghiaie eterodimensionali	18.5	421	30 - 33	0	4.0
3.1	11.5 – 22.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa, localmente limosa	19.0	600	33 - 36	0	6.0 - 10.0
3.2	22.5 – 32.5		19.0	470			
3.3	32.5 – 36.0		18.5	546			
4.1	36.0 – 40.5	Sabbie grossolane e ghiaie eterodimensionali calcaree	19.5	678	35 - 38	0	10.0 - 12.0
4.2	40.5 – 45.0		19.5	415			
5	45.0 – 52.5	Ghiaie eterodimensionali in matrice sabbiosa	19.5	600	35 - 38	0	12.0 - 14.0
6	52.5 – 60.0	Trovanti calcarei eterodimensionali con intercalazioni di sabbioni calcarei	20.0	700	38	0	14.0 - 16.0
7	> 60.0	Calcarei micritici a ridotta componente marnosa	26.0	800	-	-	-

Profondità falda (dal p.c.) = falda a piano campagna (0 metri)

Profondità bedrock (dal p.c.) = -60 metri

***Valore riferito alla frazione fine**

Quota superficie di falda: piano campagna

Caratterizzazione sismica, come da risposta sismica locale.

7.3 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 rigidità compatibile con la stratigrafia di terreno presente. Il modello tridimensionale del manufatto è riportato nelle figure seguenti.

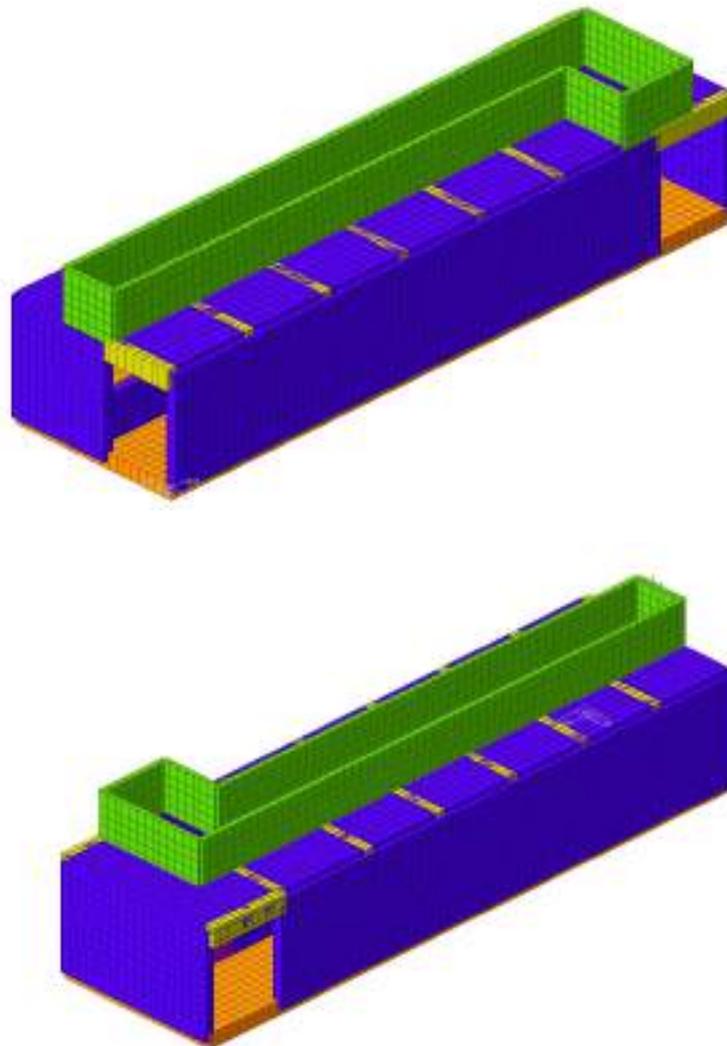


Figura 11 – Modello FEM tridimensionale

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: 32.40m;
- Larghezza manufatto: 9.50m;
- Spessore della platea: 0.80m;

- Altezza pareti: 5.80m;
- Spessore pareti: 0.50m
- Spessore della soletta di copertura: 0.50m;
- Sezione dei pilastri: 1.10m x 0.50m (un pilastro 1.40m x 0.50m);
- Sezioni delle Travi: 1.00m x 0.50m.

•

7.4 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/cm³] per terreni incoerenti (da C. Viggiani, Fondazioni)

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Campo		7 + 20	20 + 100	100 + 300
Valore consigliato	Non satura	15	50	175
	Satura	10	30	110

terreni incoerente (formula Terzaghi & Peck)

$$\begin{aligned}
 k_1 &= 20 \quad [\text{N/cm}^3] \\
 b &= 0.3 \quad [\text{m}] \\
 B &= 9.50 \quad [\text{m}] \\
 k &= K_1 \cdot ((B+b)/2B)^2 = 5.321 \quad [\text{N/cm}^3] \\
 &= 0.532 \quad [\text{kg/cm}^3]
 \end{aligned}$$

Figura 12– calcolo della costante di sottofondo

7.5 ANALISI DEI CARICHI

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

7.5.1 Peso proprio G_1

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.).

7.5.2 Azioni del terreno e dell’acqua di falda G_2

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

Si ottiene:

- $k_0 \approx 0.5$

- $\sigma'_h(5.8m) \approx 17 \text{ kPa}$
- $\sigma'_v(5.8m) \approx 35 \text{ kPa}$

All’azione orizzontale esercitata dal terrapieno è da aggiungere la spinta idraulica della falda, ottenendo:

- $\sigma_h(5.8m) \approx 74 \text{ kPa}$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.

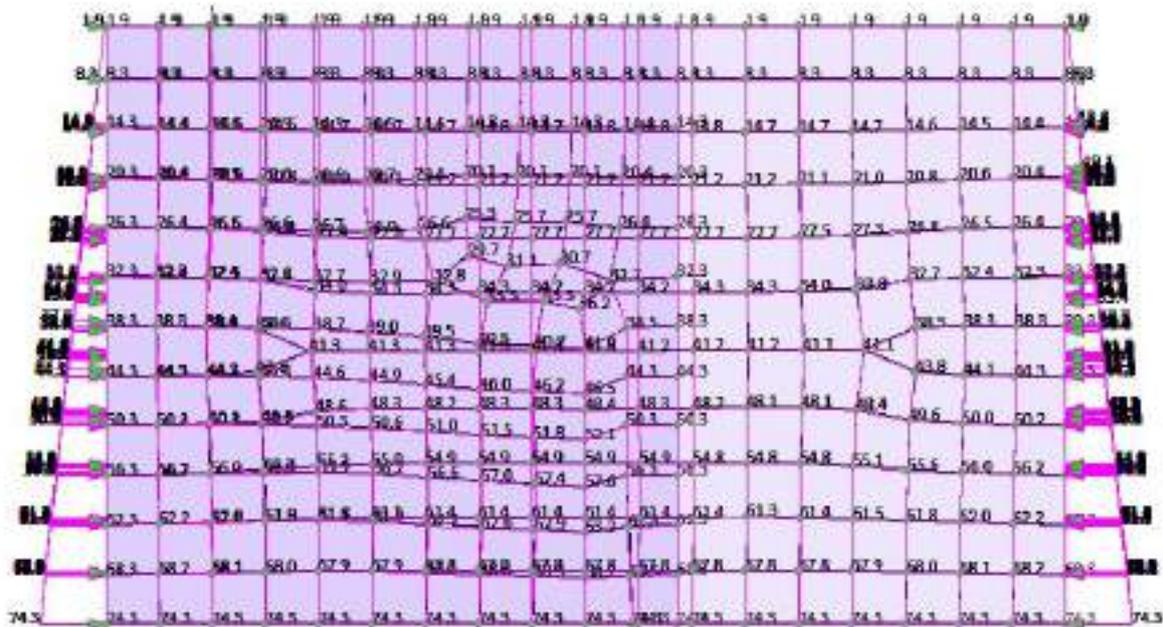


Figura 13 – Azioni statiche del terreno e dell’acqua di falda: tensioni orizzontali [kPa]

7.5.3 Spinta statica dell’acqua d’invaso G_2

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:

$$- \gamma_w \times z = 9.81 \text{ KN/m}^3 \times (4.50 \text{ m}) = 44.1 \text{ KPa/m}$$

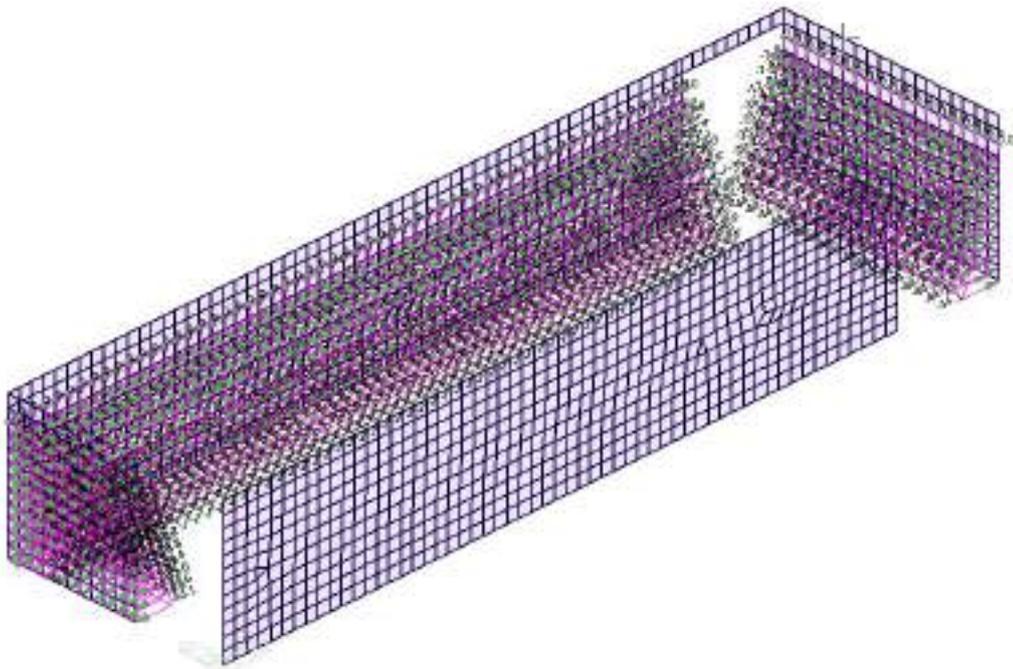


Figura 14 Spinta statica dell’acqua sulle pareti lato lungo

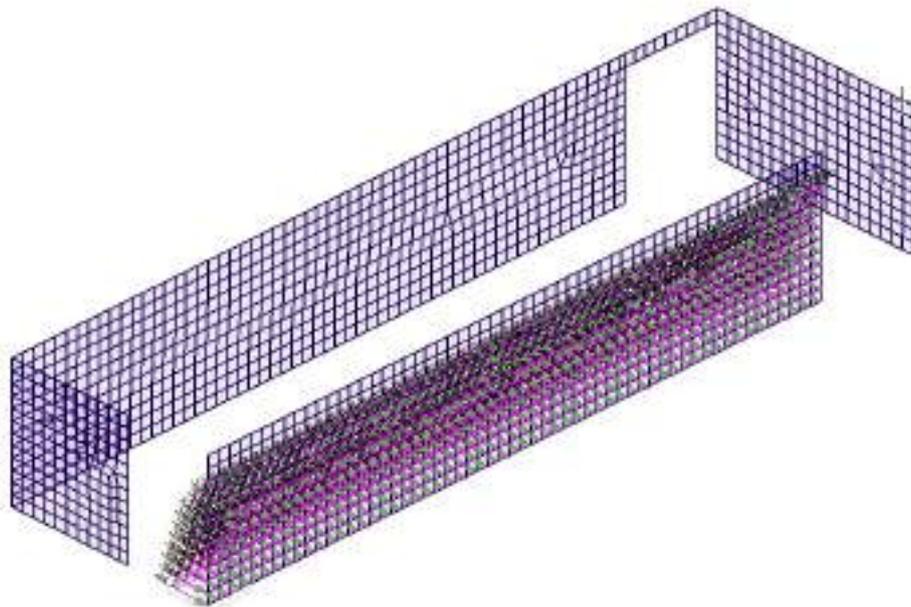


Figura 15 – Spinta statica dell'acqua sulle pareti lato corto

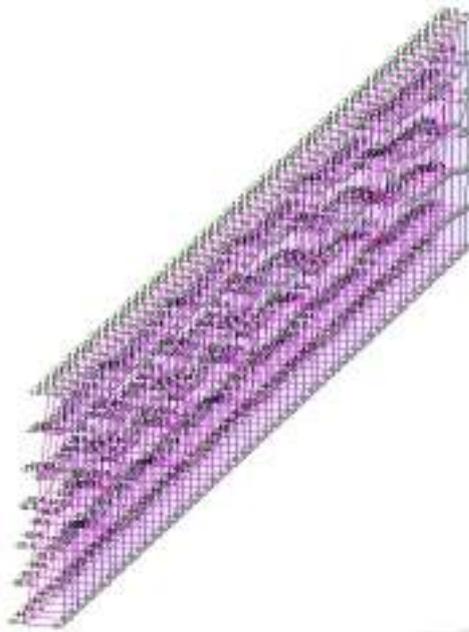


Figura 16 – Spinta statica dell'acqua sulle pareti del setto interno

7.5.4 Azione carichi permanenti non strutturali sulla copertura G_2

La chiusura delle pareti fuori terra è realizzata con delle plotte in CLS le quali scaricano direttamente sui setti. L'azione è modellata come un carico distribuito su unità di lunghezza.

$$G_2 = \frac{25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0.3\text{m} * 2.45 \text{ m}}{2} = 9.20 \text{ KN/m}$$

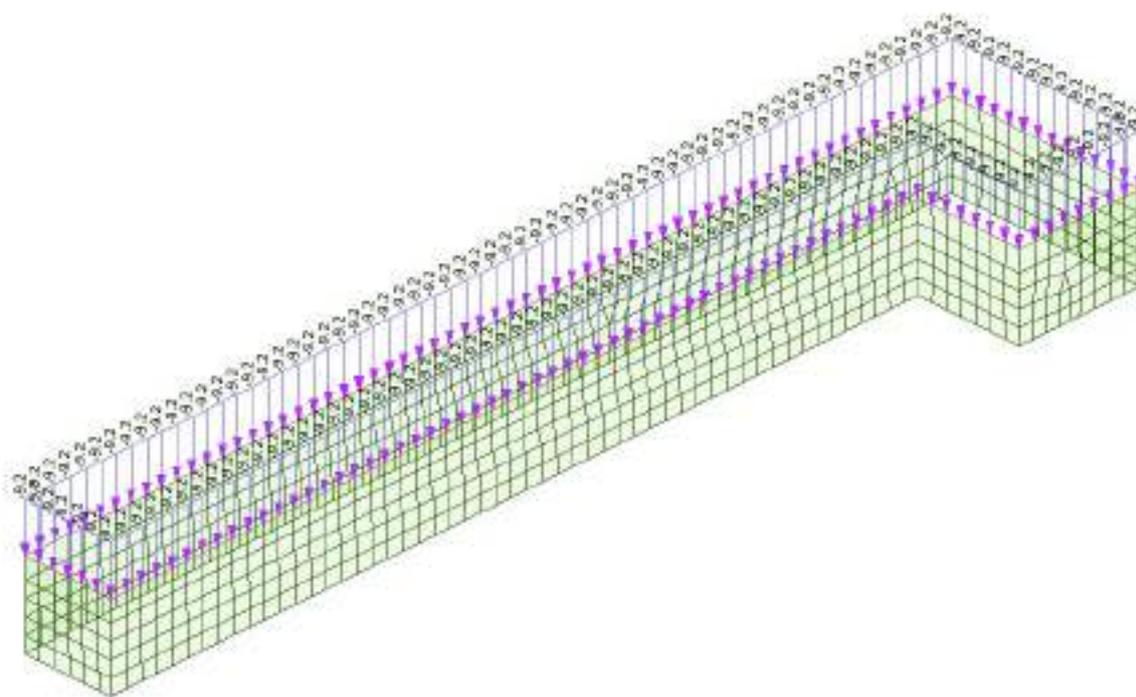


Figura 17 – Carichi permanenti non strutturali agenti sul contorno del setto fuori terra

7.5.5 Azione carichi permanenti non strutturali sulla copertura delle vasche G_2

La copertura si è ipotizzata costituita rete Keller, con gli scarichi diretti sulle travi disposte tra loro ad interasse di 4.00m. Lo schema di carico è riportato nella figura sotto

- Travi UPN 200	4 m *4m *(25.3 Kg/m)/2.45 m
- Keller	1.96 [KN/m]
- Peso Organi meccanici	1.20 [KN/m]
	Totale 4.80 KN/m

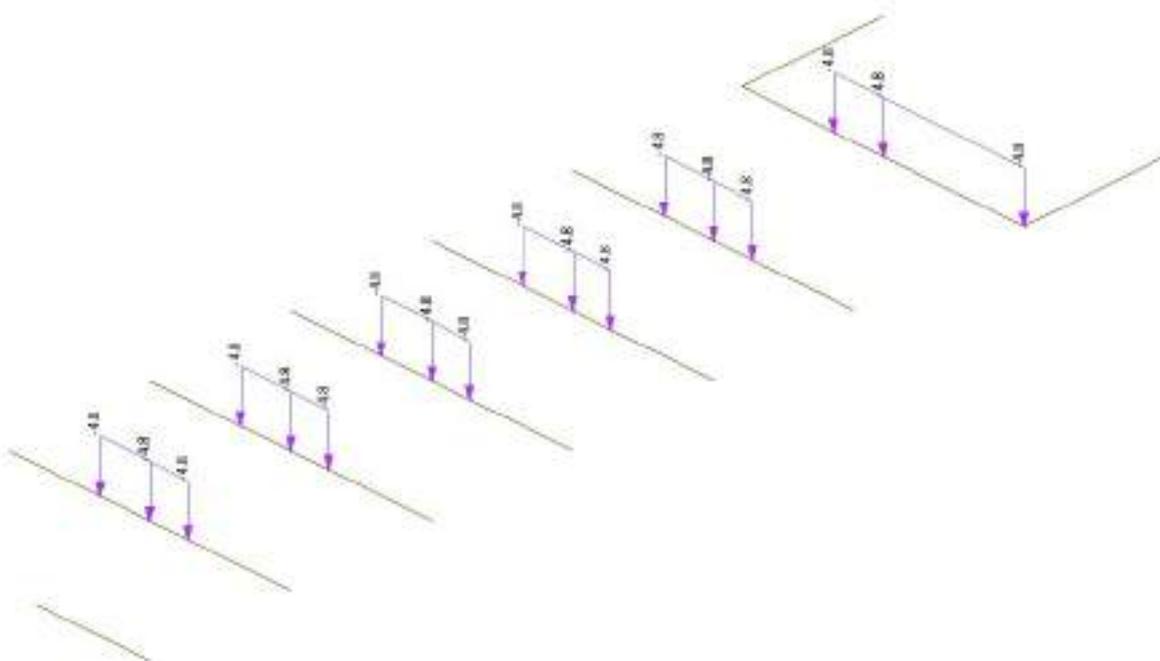


Figura 18 – Scarichi su travi della copertura in Keller [kN/m]

7.5.6 Spinta statica terreno dovuta dal sovraccarico Q

Sul piano campagna in corrispondenza del manufatto, a vantaggio di sicurezza, viene considerata l'eventuale presenza di un sovraccarico accidentale, infinitamente esteso, pari a 20kPa. Esso produce le seguenti azioni sul manufatto:

- Carico verticale sulla copertura: 20 kPa
- Carico orizzontale sulle pareti interrato: $20\text{kPa} \cdot K_0 = 11.5\text{kPa}$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.

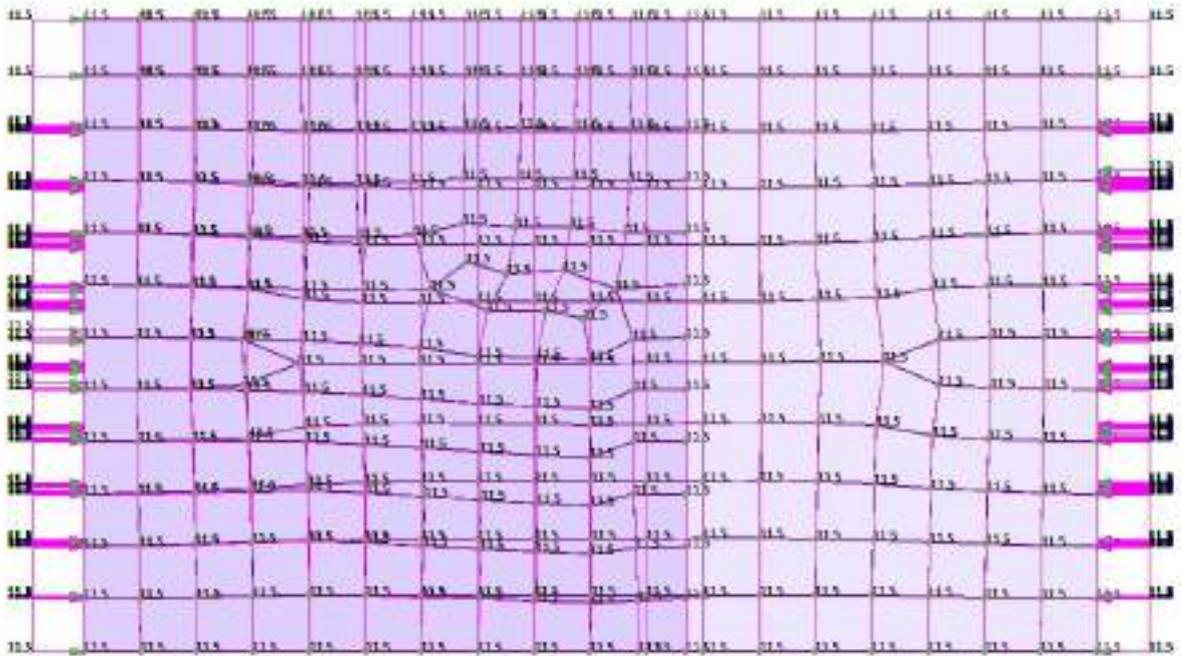
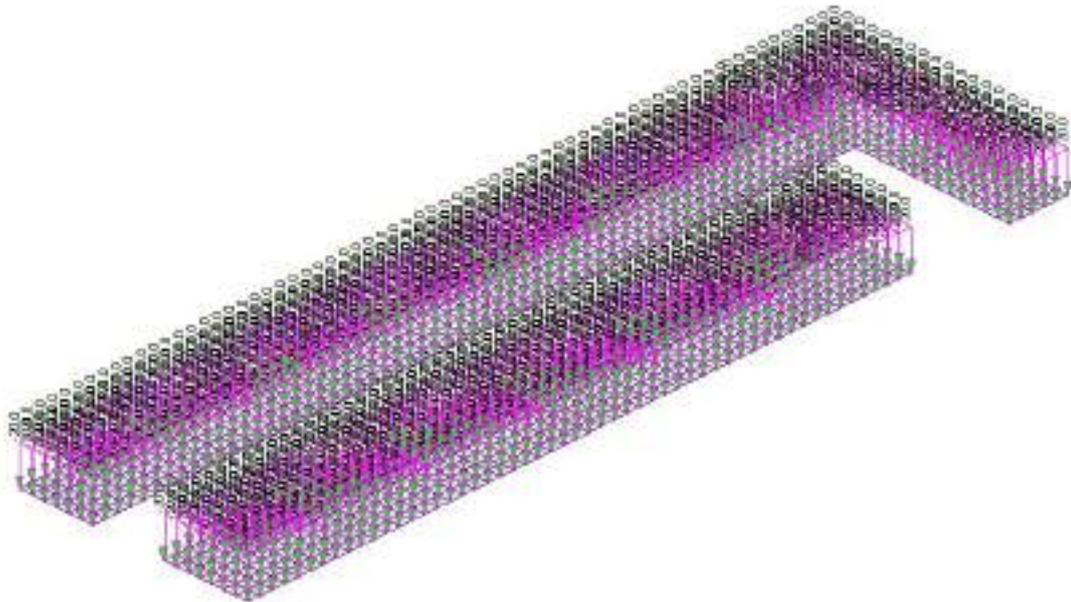


Figura 19 – Azioni da sovraccarico al p.c.: tensioni orizzontali [kPa]



***Figura 20 – Azioni da sovraccarico al p.c.: pressioni verticali su soletta di
copertura 20 KPa***

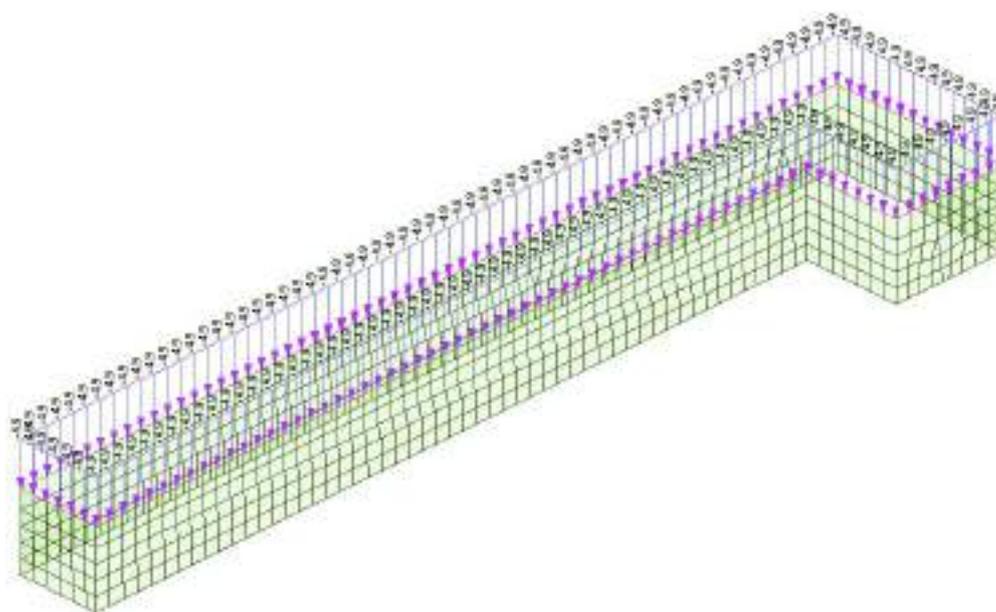
7.5.7 Azione del sovraccarico accidentali sulla copertura q

La chiusura delle pareti fuori terra è realizzata con delle plotte in CLS le quali scaricano direttamente sui setti. L'azione è modellata come un carico distribuito su unità di lunghezza. Carico verticale distribuito per unità di superficie 4 KPa;

- Carico distribuito per unità di lunghezza:

$$\frac{q * l}{2} = \frac{4 \text{ KPa} * 2.45 \text{ m}}{2} = 4.90 \text{ KN/m}$$

Si riporta la distribuzione di pressione agente in corrispondenza dei setti perimetrali interrati inserita nel modello di calcolo.



***Figura 21 – Azioni da sovraccarico sul contorno delle pareti fuori terra del
manufatto***

7.5.8 Azione del sovraccarico accidentale sulla copertura delle vasche

La copertura si è ipotizzata costituita rete Keller, con gli scarichi diretti sulle travi disposte tra loro ad interasse di 4.00m. Lo schema di carico è riportato nella figura sotto

- Sovraccarico accidentale
[KN/m]

4 KPa*4m

Totale 16 KN/m

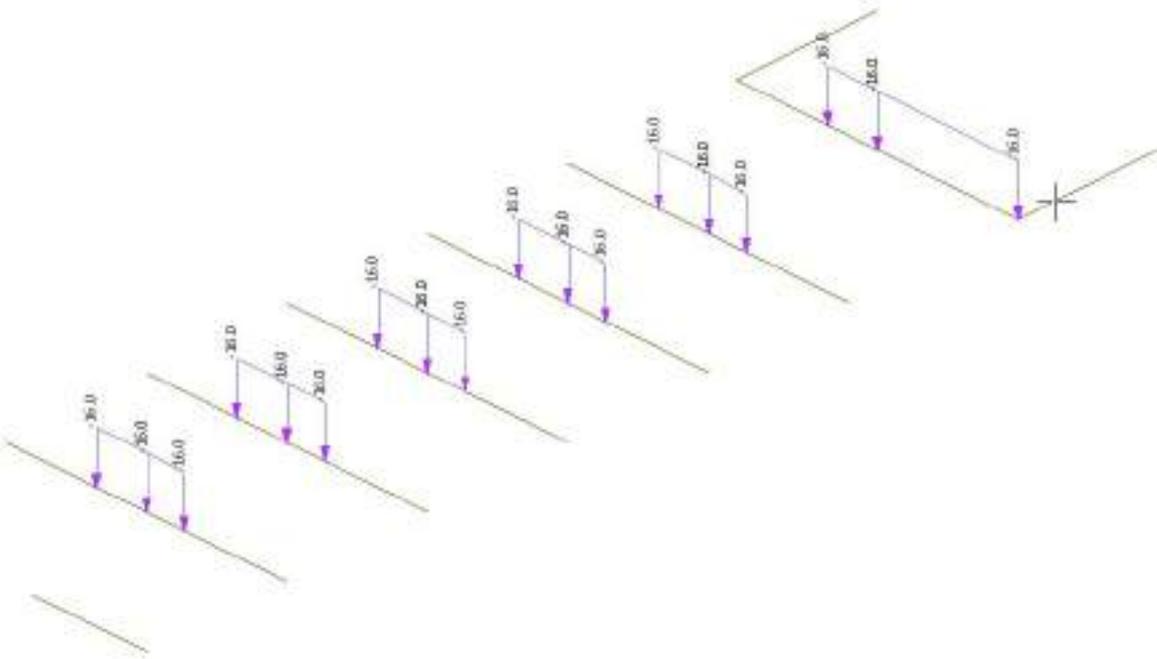


Figura 22 – Scarichi su travi della copertura in Keller [kN/m]

7.5.9 Azioni permanenti sulla platea di fondazione G_2

Sulla platea di fondazione è posizionato un carico permanente non strutturale dovuto al riempimento delle vasche. Tale carico è rappresentato da una pressione che agisce sul fondo, dal valore di:

$$P=9.81 \text{ m/s}^2 * 1000 \text{ kg/m}^3 * 4.50\text{m}=44.15 \text{ KPa}$$

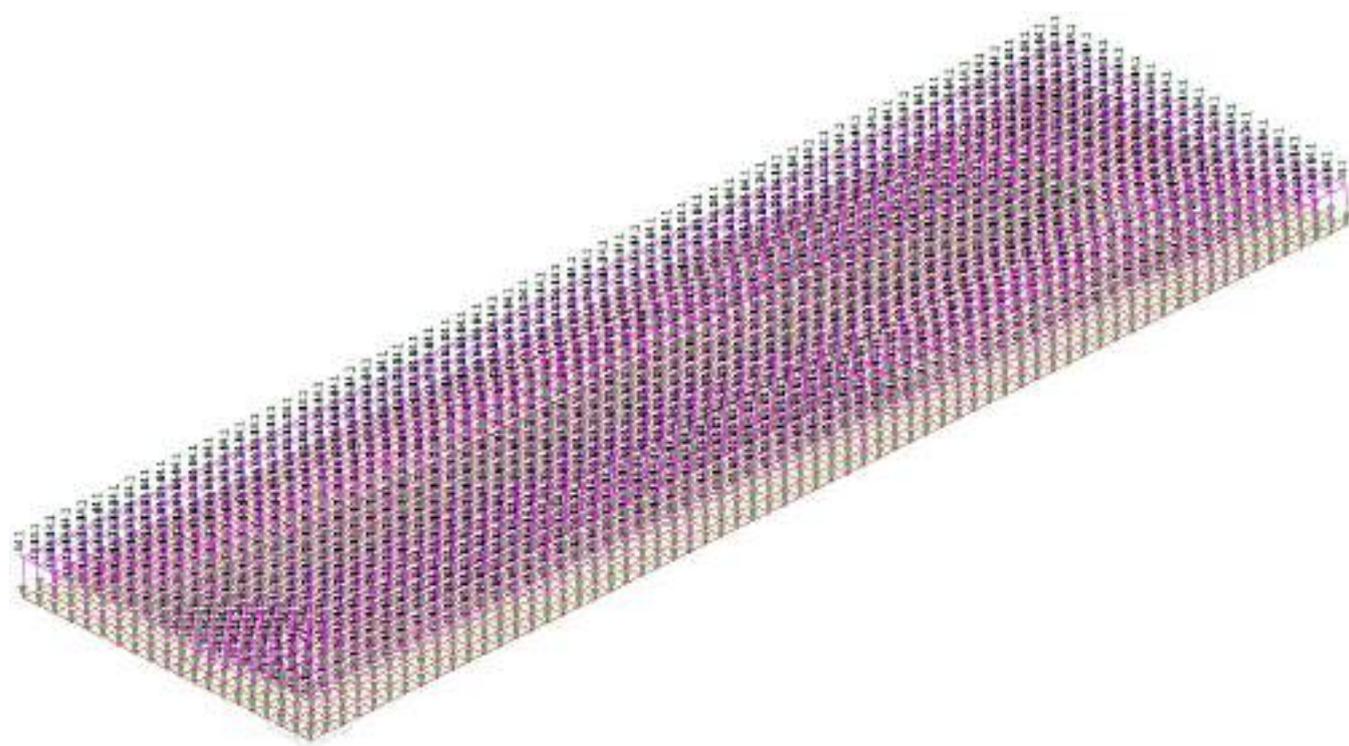


Figura 23 – Azioni permanenti non strutturali: tensioni verticali [kPa]

7.5.10 Analisi strutturale sismica SLV *E*

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:

$$F_h = a_{rd} \cdot \frac{W}{g} = 0.562g \cdot \frac{W}{g} \cong 0.562W$$

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.

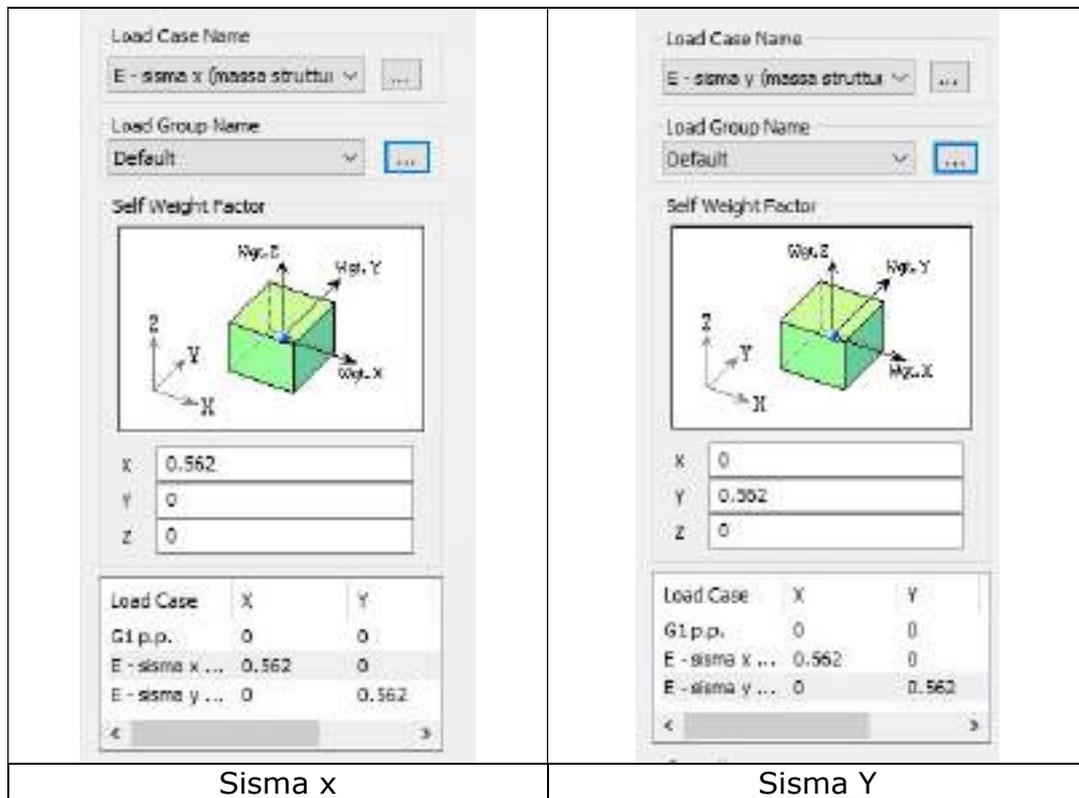


Figura 24 - Modello FEM: applicazione di un carico sismico costante sul manufatto

7.5.11 Incremento dinamico della spinta del terreno per presenza di sisma E

La sovra spinta del terreno nel caso di strutture rigide completamente vincolate, l'incremento dinamico di spinta del terreno in accordo con le NTC 2018 §7.11.6.2.1 si ha:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{TSE} / g = 0.562$$

β_m assunto con valore unitario

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:

$$\Delta p_d (z) = k_h \gamma H = 0.562 \cdot 18.5 \text{ kN/m}^3 \cdot 5.80 \text{ m} \approx 60.30 \text{ kPa}$$



Figura 25 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. +X



Figura 26 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. -X

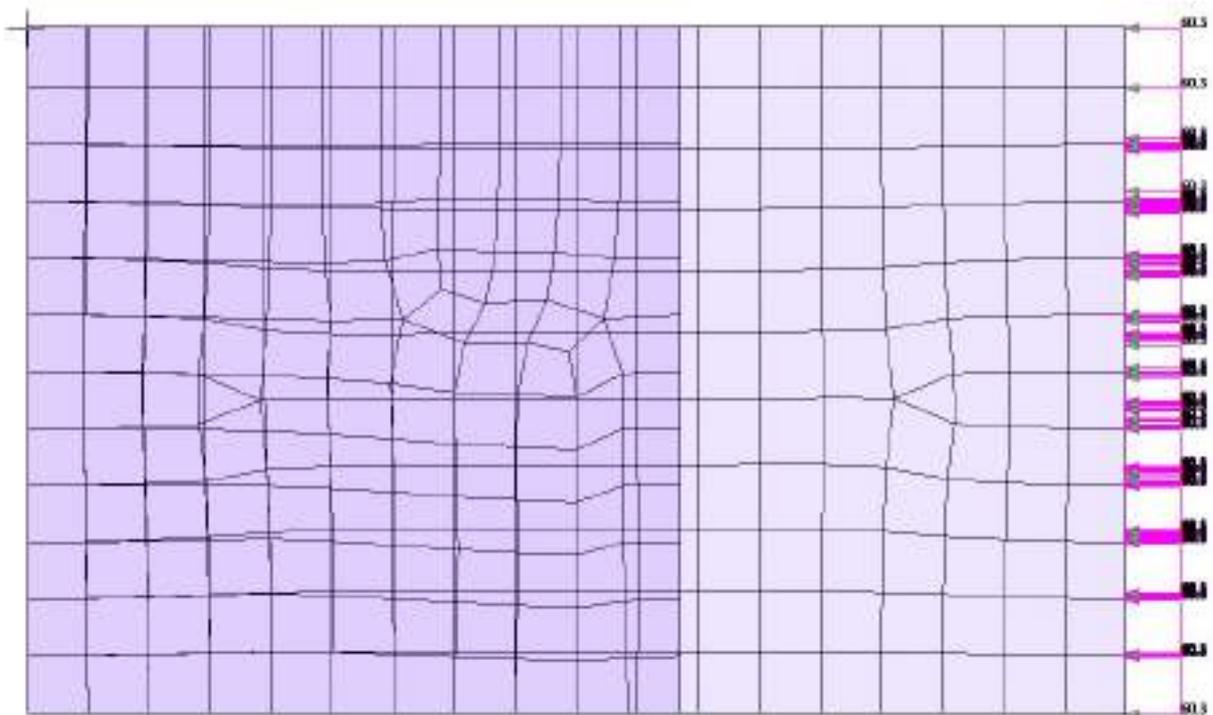


Figura 27 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. +Y

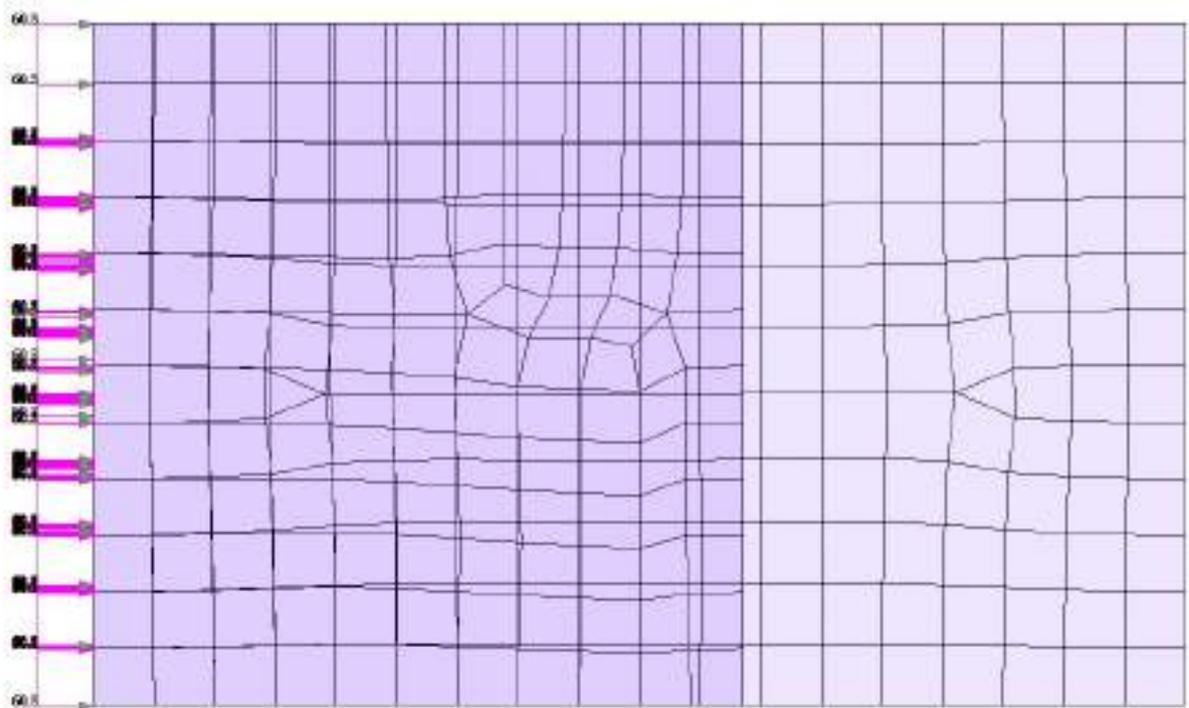


Figura 28 – Incremento dinamico spinta terre – wood in dir. -Y

7.5.12 Incremento dinamico della spinta dell’acqua d’invaso per presenza di sisma E

La sovrappressione idraulica generata dall’azione sismica è stata modellata come un carico ad andamento dipende dalla radice quadrata dell’altezza e linearmente dipendente dall’azione sismica (Westerggard 1933).

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{H * z}$$

Che integrata su tutto lo sviluppo in altezza dà:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} * k_h * \gamma_w * H^2$$

Con risultante applicata a 2/5 dalla base.

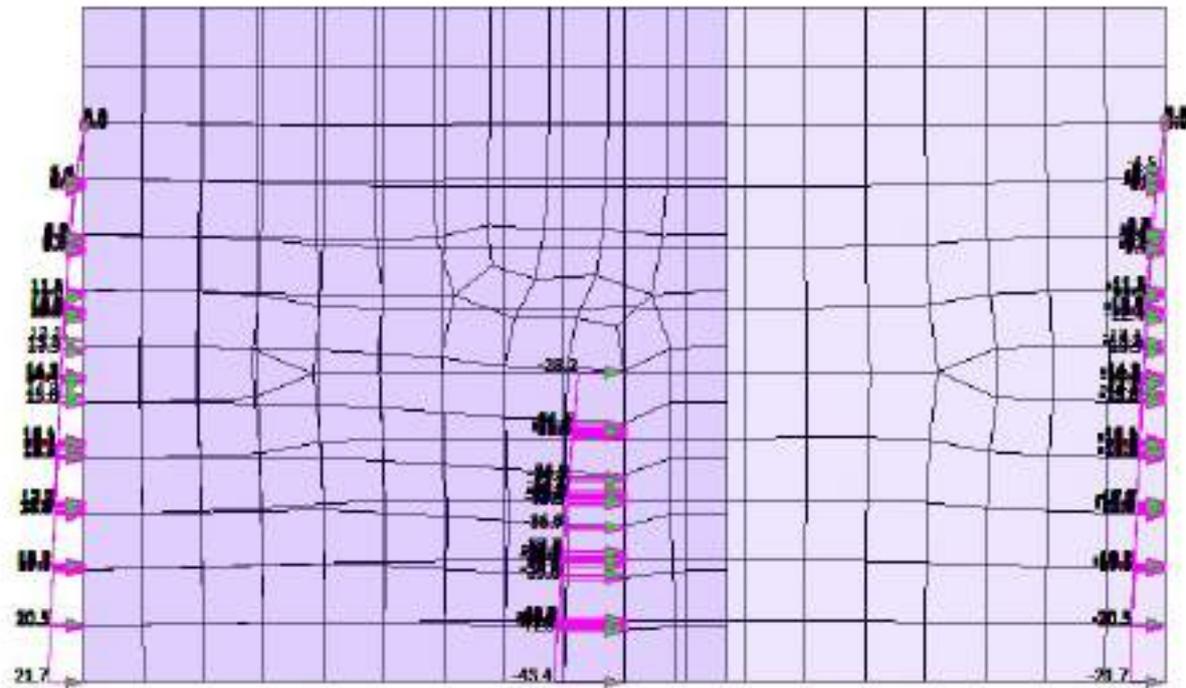


Figura 29 – Sovraspinta idraulica direzione y

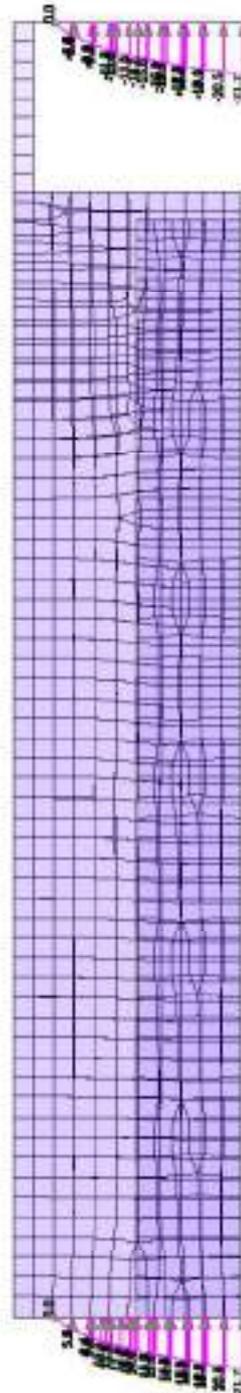


Figura 30 – Sovrappinta idraulica direzione x

7.6 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 $w_2 = 0.3$ mm e $w_3 = 0.4$ 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:

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

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

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

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{sk}$$

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.

Per tutte le combinazioni SLE, a vantaggio di sicurezza, sono stati impiegati i coefficienti parziali relativi alla condizione “Rara”.

Caso di carico	Name	Active	Type	G1 pp.	G2 - terreno statico	G2 perm non strutturale	Q - accidentale sovra spinta terreno	E - sisma x (massa strutturale)	E - sisma y (massa strutturale)	E - sisma terreno x+	E - sisma terreno y+	E - sisma terreno x-	E - sisma terreno y-	E - Sovra spinta Idraulica Sisma y-	E - Sovra spinta Idraulica Sisma y+	E - Sovra spinta Idraulica Sisma x+	E - Sovra spinta Idraulica Sisma x-	G2 - Spinta acqua_Lato Lungo_MONTE_	G2 - Spinta acqua_Lato Lungo_VALLE_	Q - accidentale coperture	G2 - PESO ACQUA SU FONDO_Completo	G2 - PESO ACQUA SU FONDO_VALLE	G2 - PESO ACQUA SU FONDO_MONTE	G2 - SETTO INTERNO DA MONTE A VALLE	G2 - SETTO INTERNO DA VALLE A MONTE
SLU	1	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	1.50													1.30					
SLU	2	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	1.50											1.50	1.50	1.30	1.50				
SLU	3	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	1.50											1.50	0.00	1.30	0.00	0.00	1.50	1.50	
SLU	4	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	1.50											0.00	1.50	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50
SLU	5	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00													1.30					
SLU	6	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00											1.50	1.50	1.30	1.50				
SLU	7	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00											1.50	0.00	1.30	0.00	0.00	1.50	1.50	
SLU	8	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00											0.00	1.50	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50
SLU	9	Strenght/Stress	Add	1.30		1.50												1.50	1.50	1.30	1.50				
SLU	10	Strenght/Stress	Add	1.30		1.50												1.50	0.00	1.30	0.00	0.00	1.50	1.50	
SLU	11	Strenght/Stress	Add	1.30		1.50												0.00	1.50	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50
SLU	12	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00											1.50	1.50	1.30	1.50				
SLU	13	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00											1.50	0.00	1.30	0.00	0.00	1.50	1.50	
SLU	14	Strenght/Stress	Add	1.30	1.50	1.50	0.00											0.00	1.50	1.30	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50

Tabella 7.1 – Combinazioni di carico in SLU

7.7 RISULTATI

7.7.1 Diagrammi delle sollecitazioni

Di seguito sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per le combinazioni di involuppo 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:

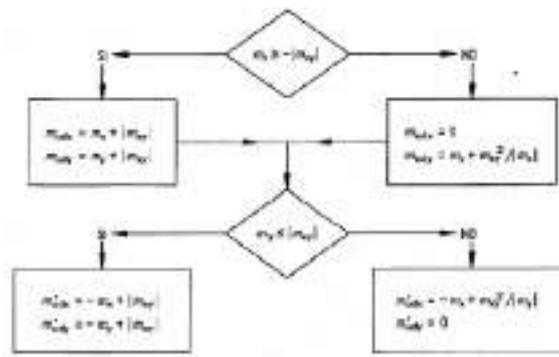
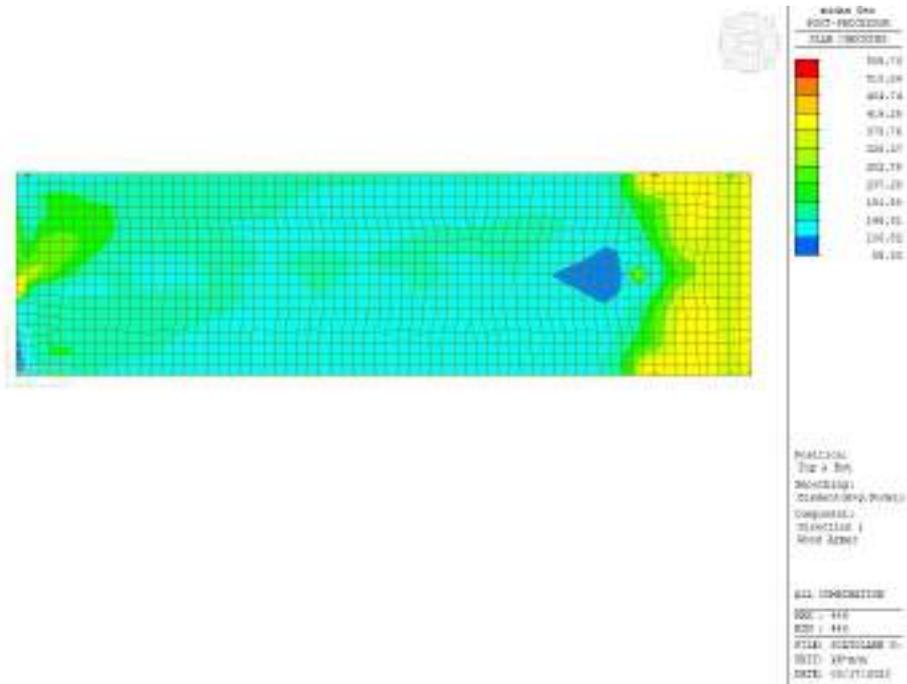
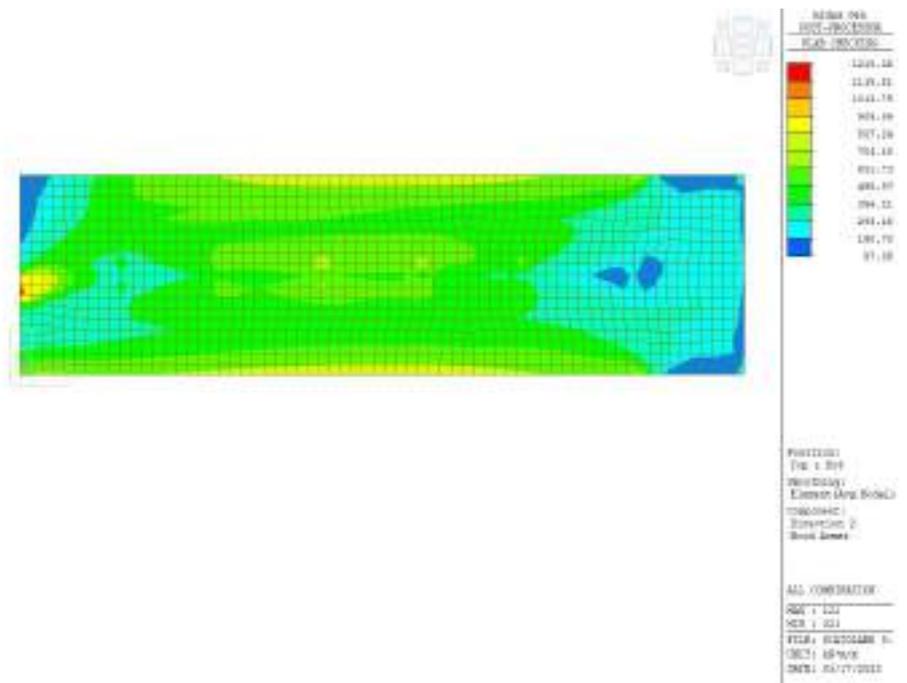


Figura 31 – Formulazione per la determinazione delle sollecitazioni di flessione agenti secondo EC2 (Wood Armer Moment Method)

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).



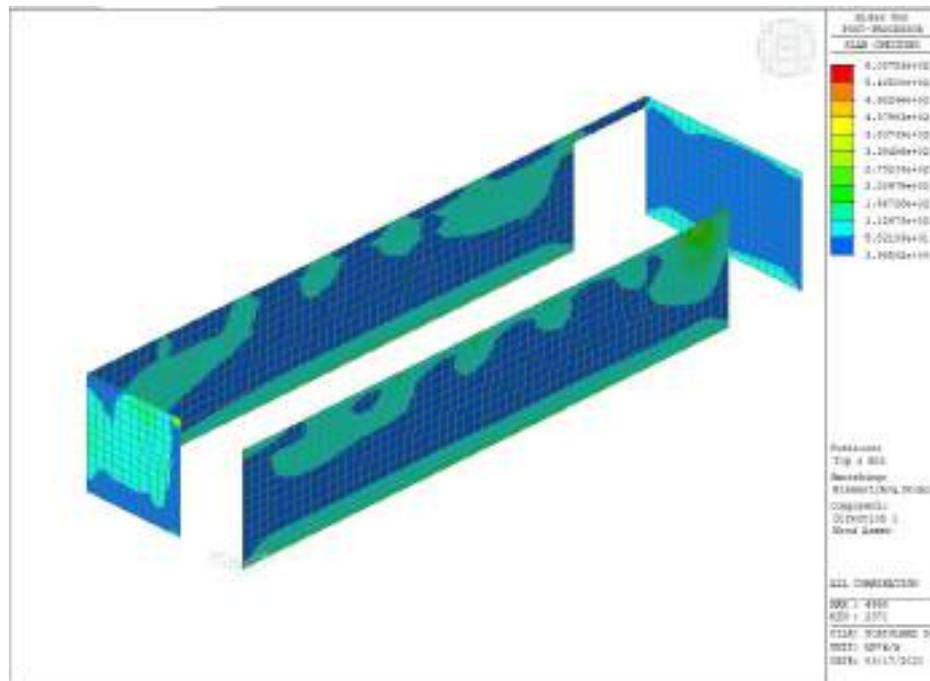
**Figura 32 – Wood Armer Moment fondazione e copertura Dir. 1 involuopo
 SLU/SLV [KN*m/m]**



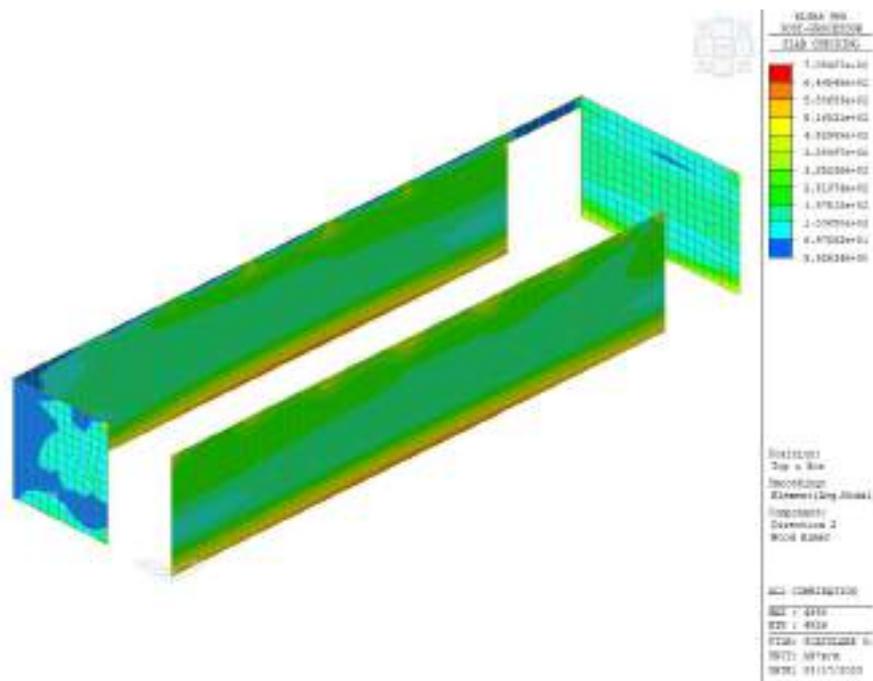
**Figura 33 – Wood Armer Moment fondazione Dir. 2 involuppo SLU/SLV
 [KN*m/m]**

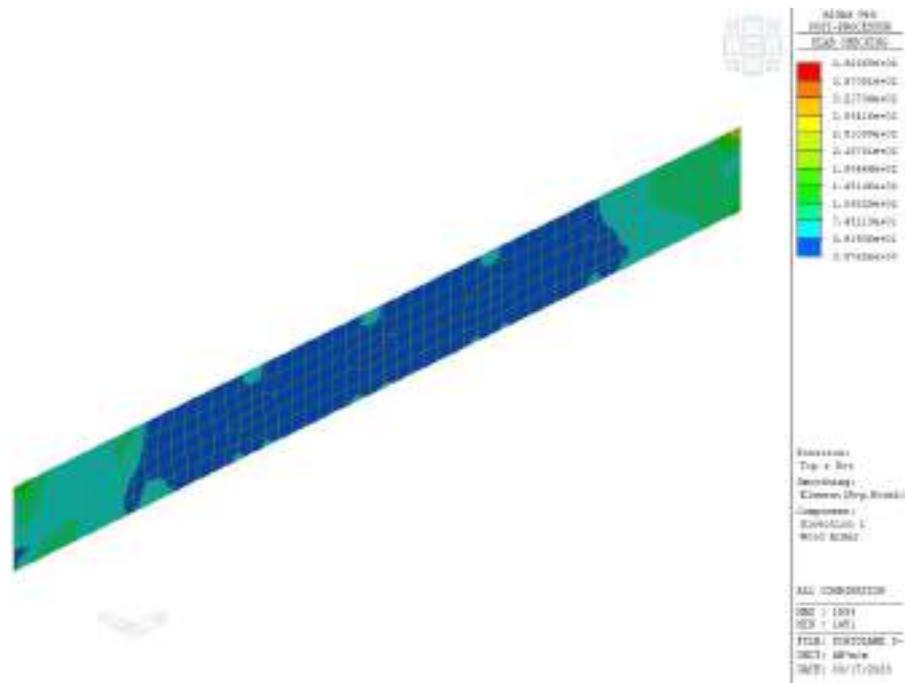


Figura 34 – Taglio Max fondazione involuppo SLU/SLV [KN/m]

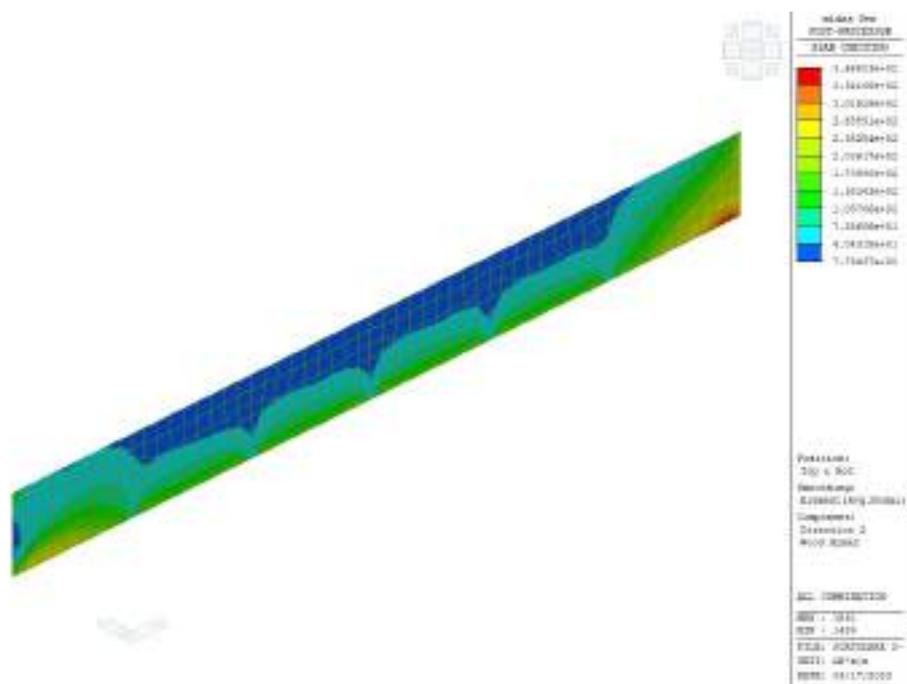


**Figura 35 – Wood Armer Moment elementi verticali Dir. 1 involucro SLU/SLV
 [KN*m/m]**





**Figura 38 – Wood Armer Moment elementi verticali Dir. 1 involucro SLU/SLV
[KN*m/m]**



**Figura 39 – Wood Armer Moment elementi piani verticali Dir. 2 involucro
 SLU/SLV [KN*m/m]**

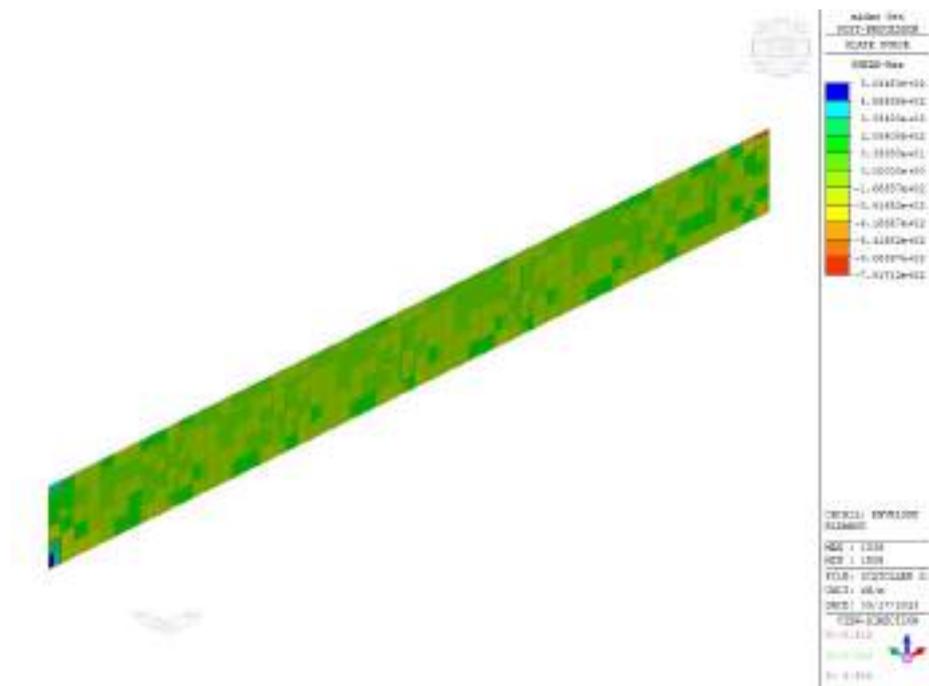
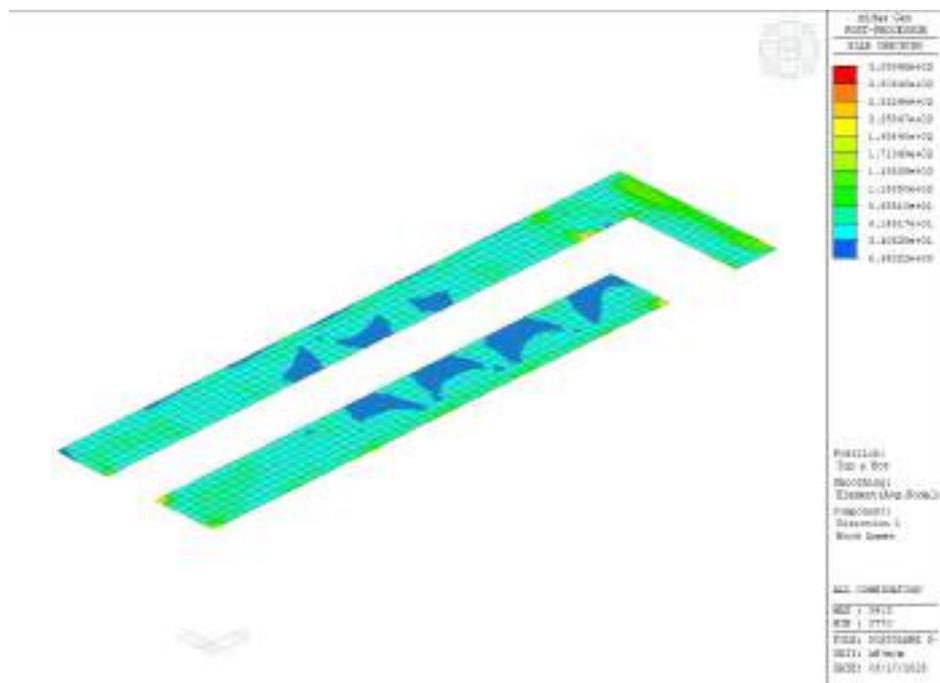
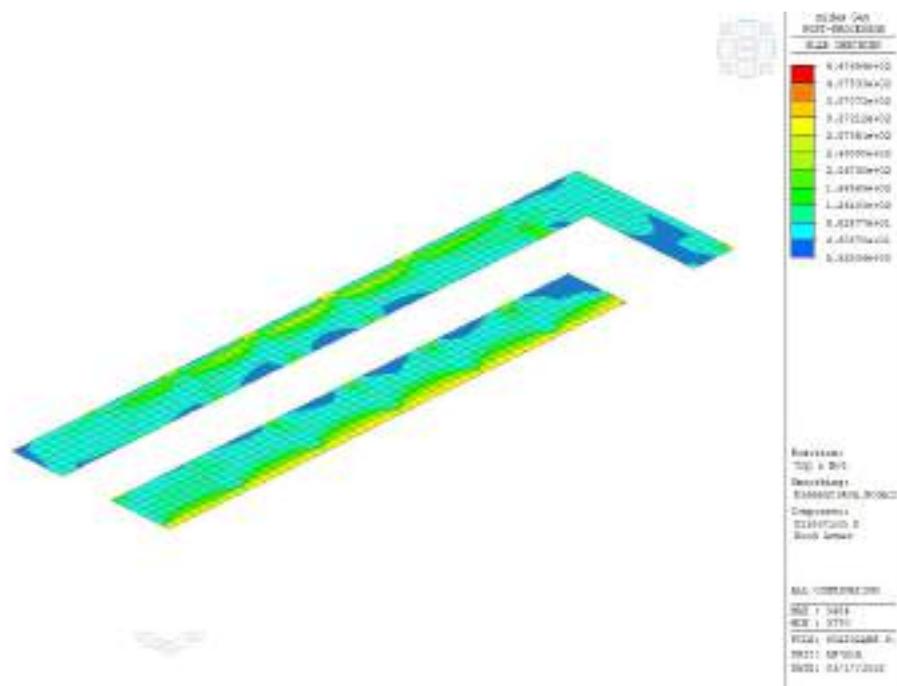


Figura 40 – Taglio Max elementi verticali involucro SLU/SLV [KN/m]



**Figura 41 – Wood Armer Moment elementi verticali Dir. 1 involucro SLU/SLV
 [KN*m/m]**



**Figura 42 – Wood Armer Moment elementi piani verticali Dir. 2 inviluppo
 SLU/SLV [KN*m/m]**

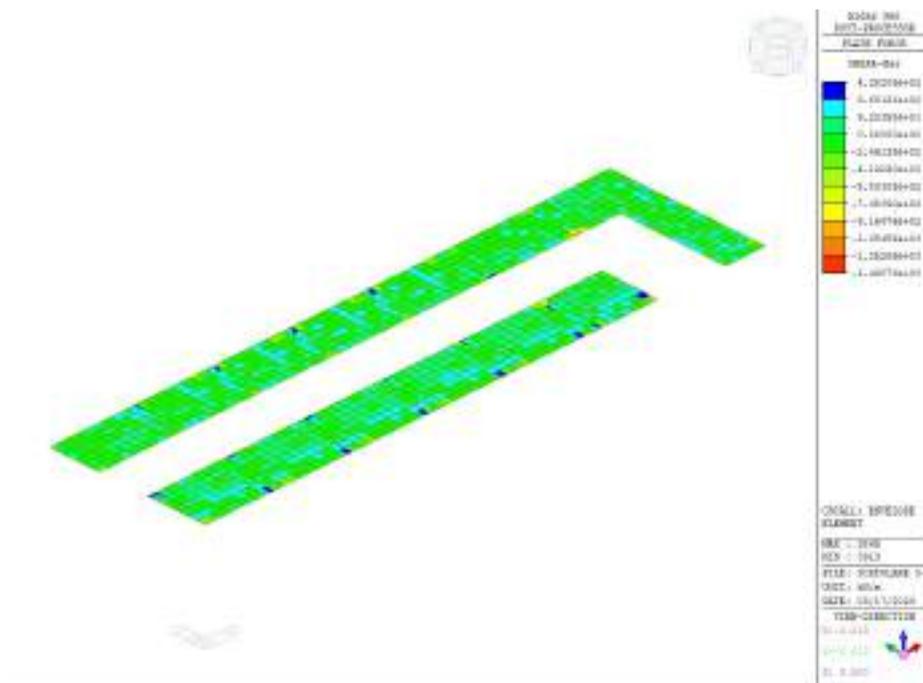
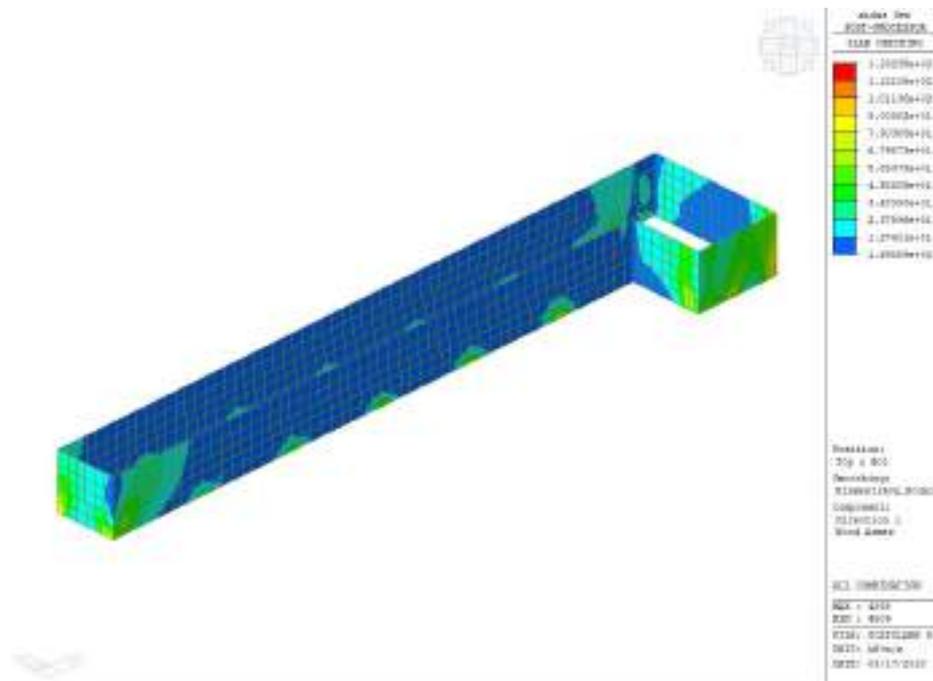
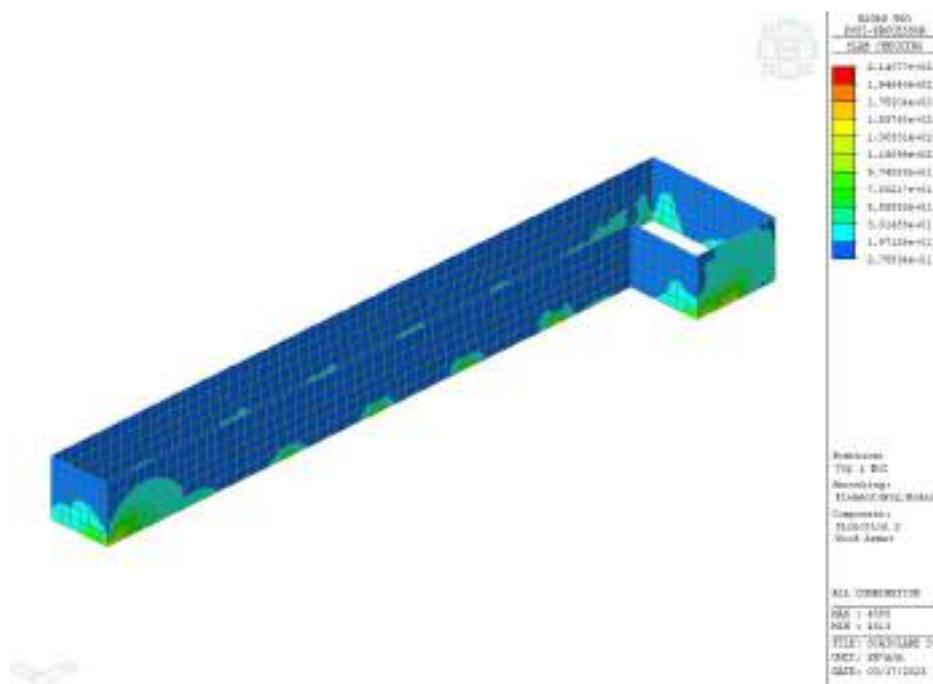


Figura 43 – Taglio Max elementi verticali inviluppo SLU/SLV [KN/m]



**Figura 44 – Wood Armer Moment elementi verticali Dir. 1 involucro SLU/SLV
[KN*m/m]**



**Figura 45 – Wood Armer Moment elementi piani verticali Dir. 2 involuppo
 SLU/SLV [KN*m/m]**

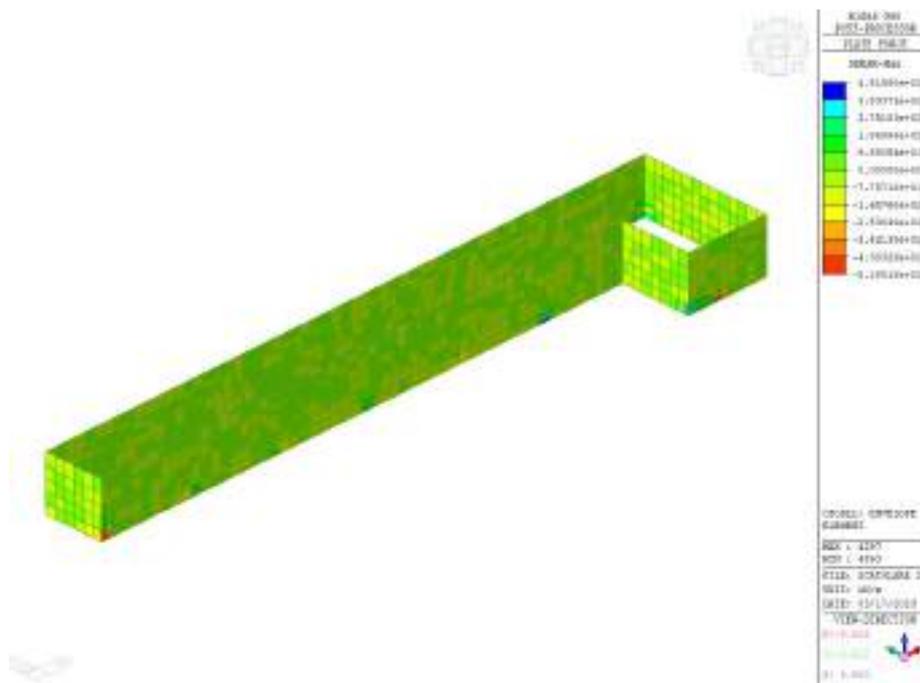


Figura 46 – Taglio Max elementi verticali involuppo SLU/SLV [KN/m]

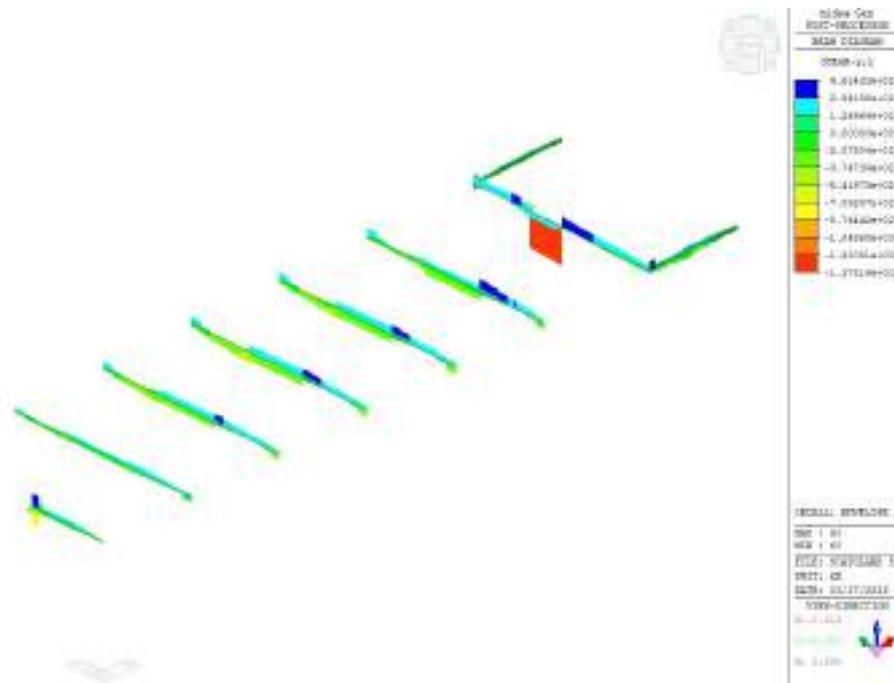


Figura 47 – Travi - Involuppo SLU/SLV Taglio Fyz [KN]

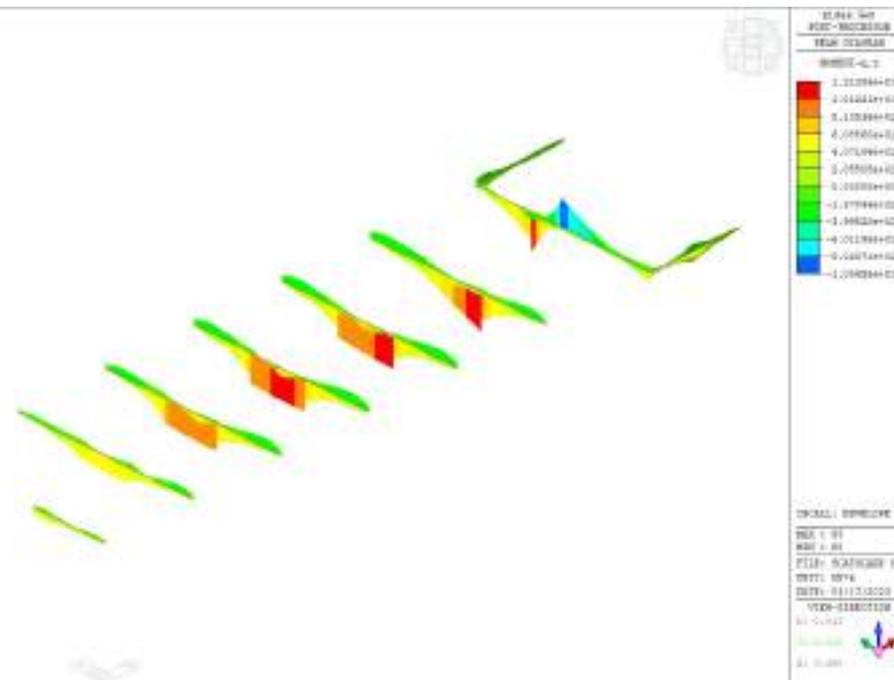


Figura 48 – Travi - Involuppo SLU/SLV Momento Myz [KN*m]

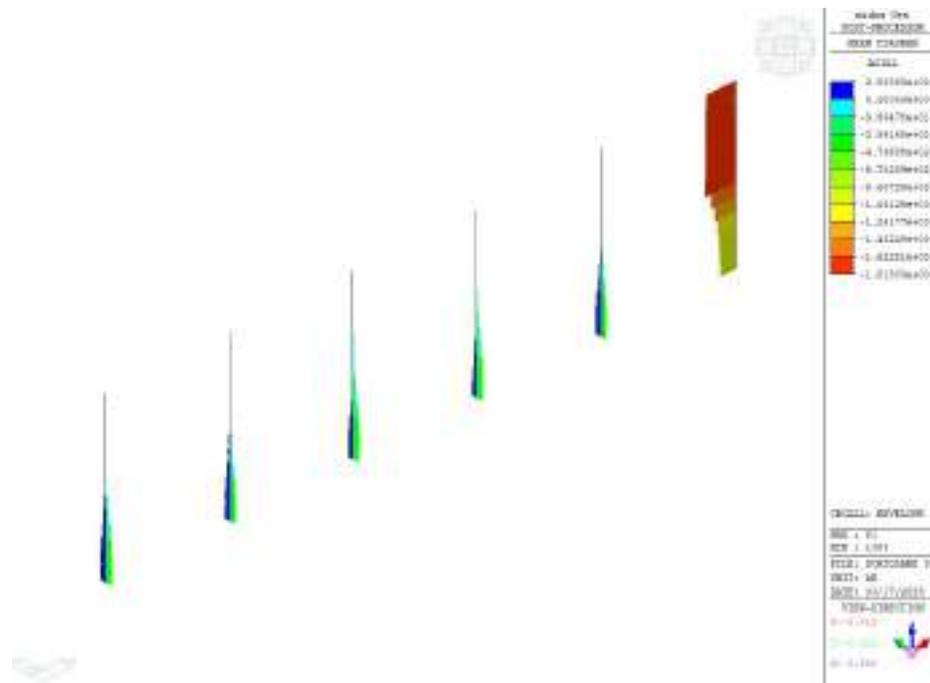


Figura 49 – Pilastrri – Involuppo SLU/SLV sforzo di Normale Fx [KN]

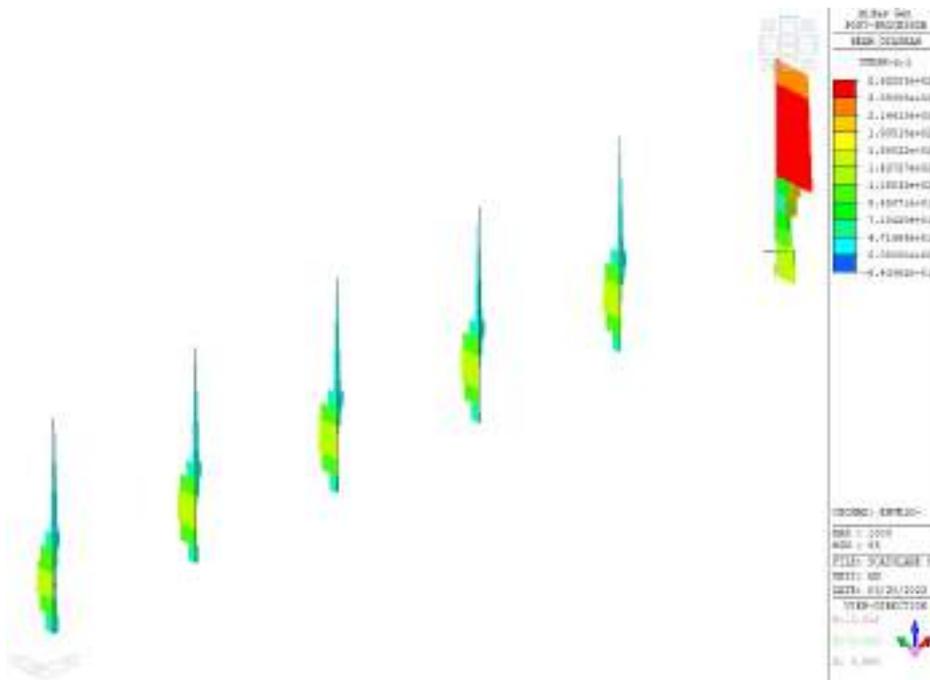


Figura 50 – Pilastrri – Involuppo SLU/SLV sforzo di taglio Fyz [KN]

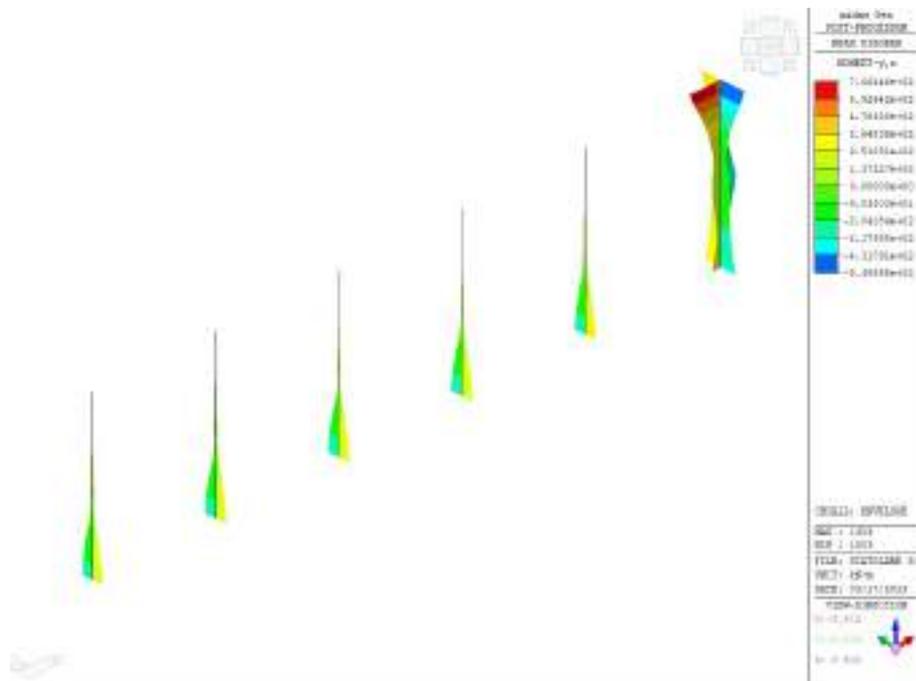


Figura 51 – Pilastri - Involuppo SLU/SLV Momento Flettente M_{zy} [KN*m]

7.7.2 Deformate

Di seguito vengono riportate le deformate per le combinazioni allo SLE Rara.

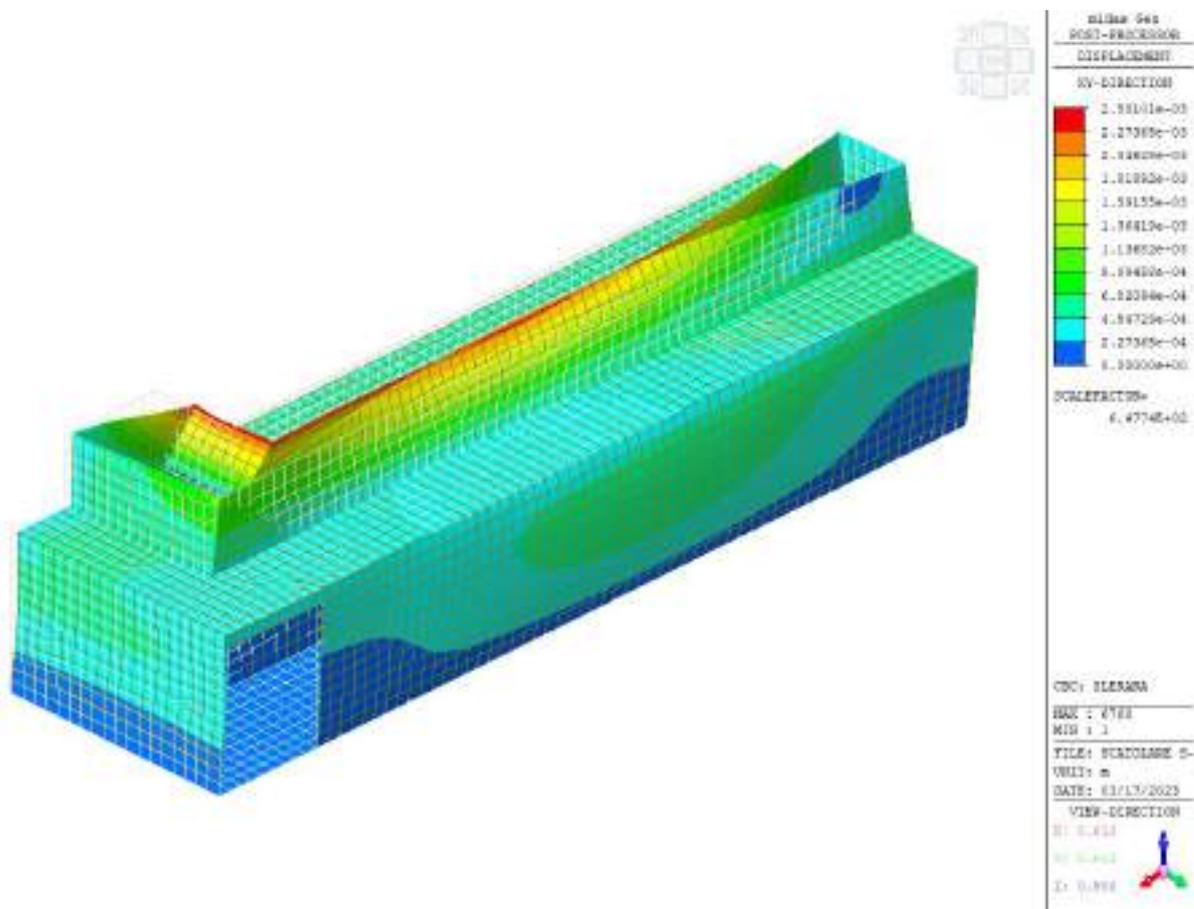


Figura 52 – Deformata XY SLE [m]

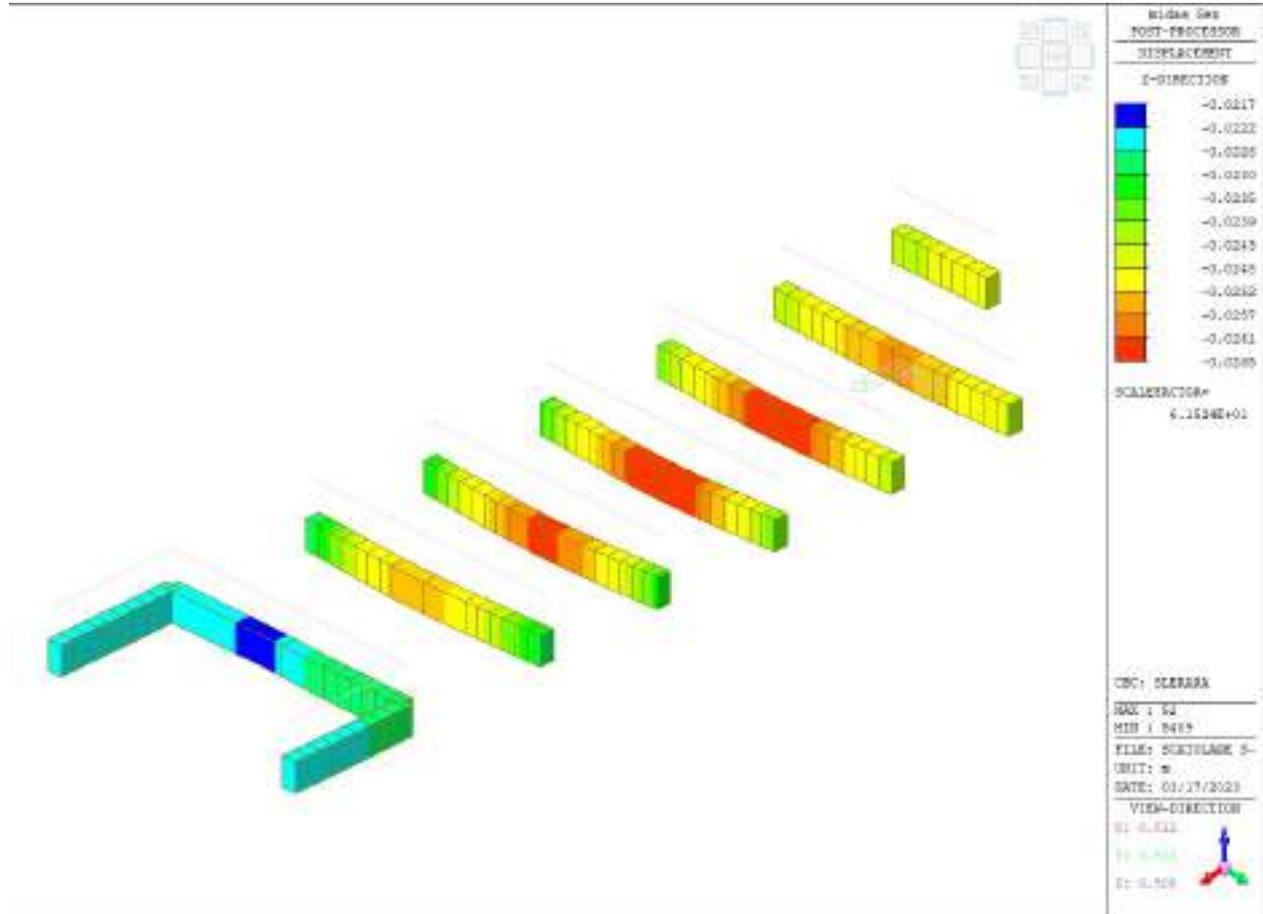


Figura 53 – Travi - Deformata SLE [m]

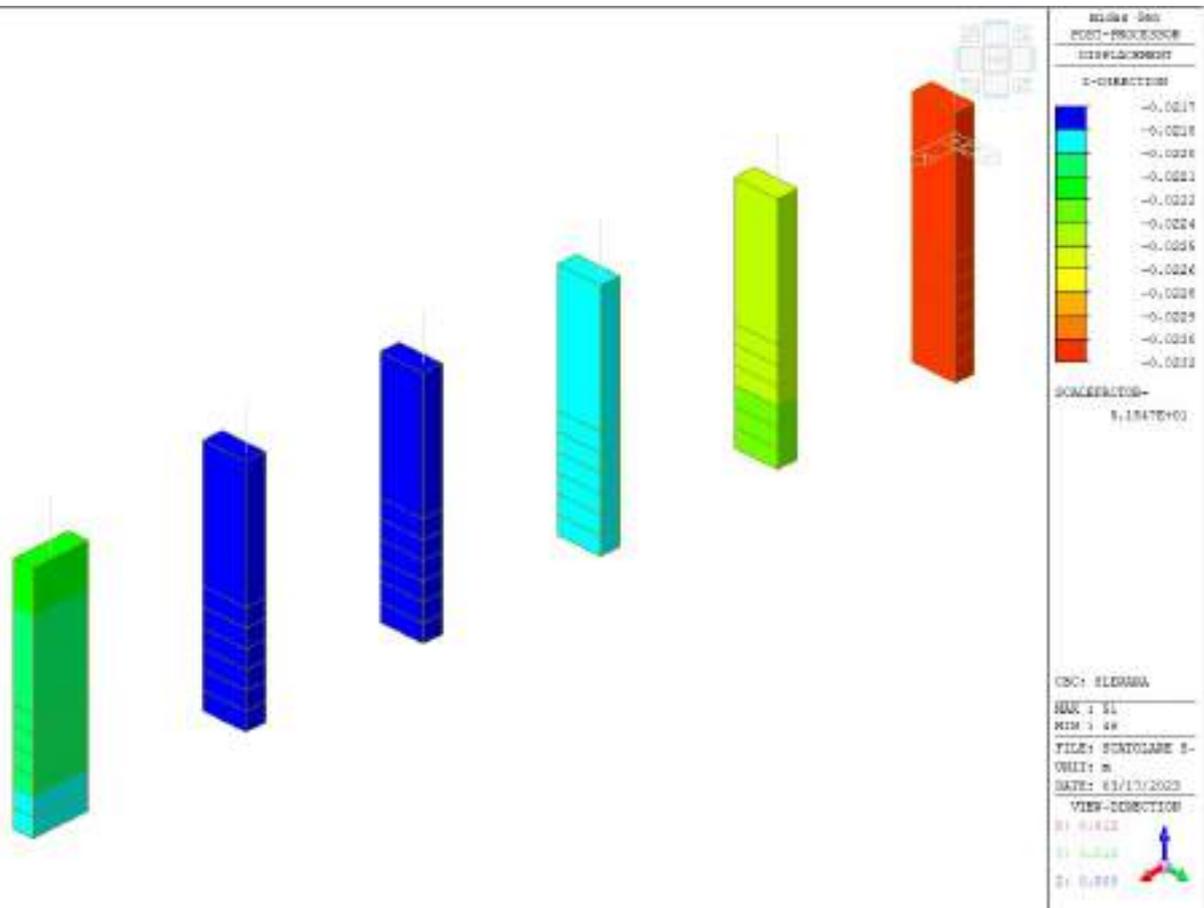


Figura 54 – Pilastrini – Deformata Axial SLE [m]

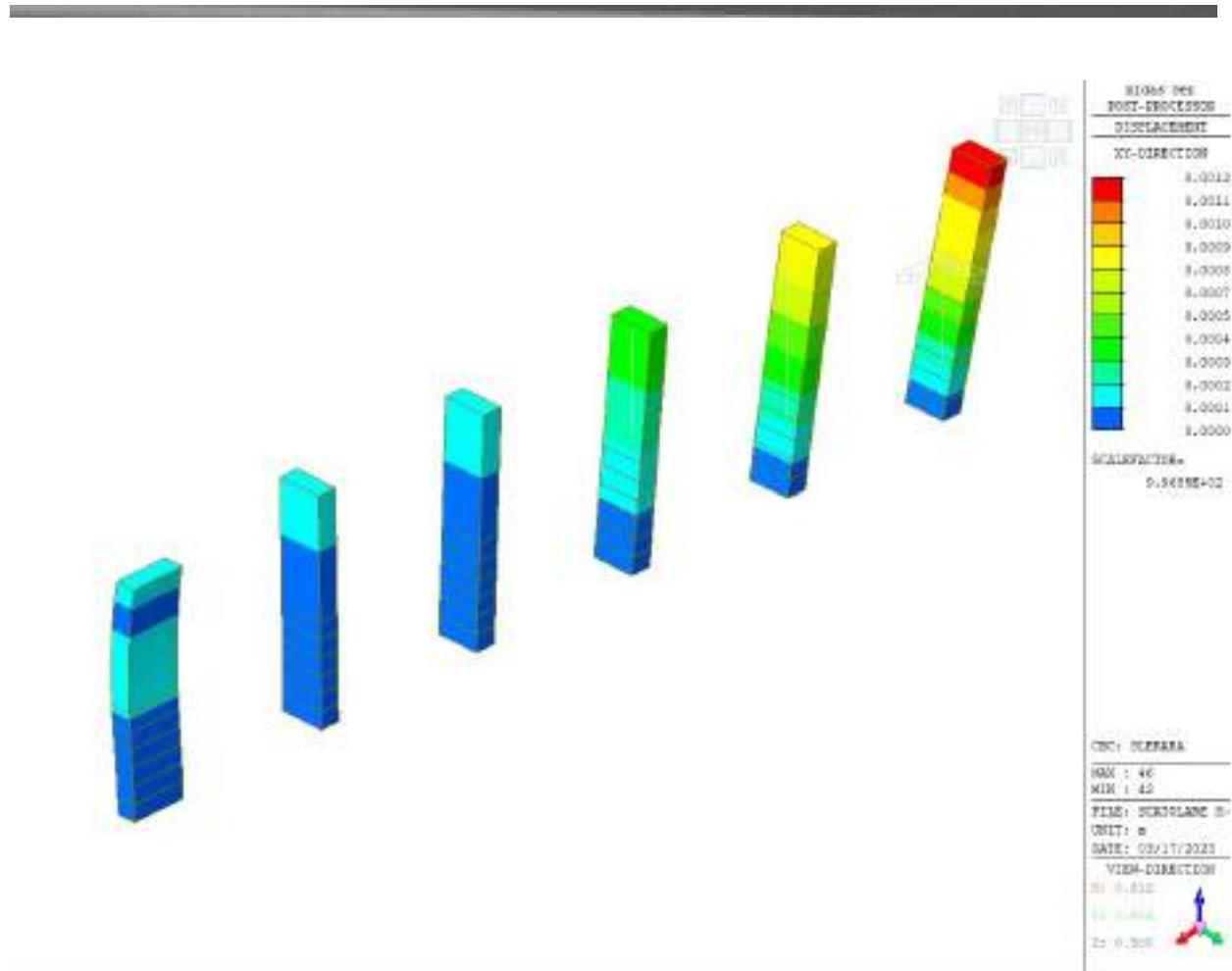


Figura 55 – Pilastrini – Deformata XY direction SLE [m]

7.8 VERIFICHE

7.8.1 Verifiche a flessione SLU

I momenti di calcolo nelle due direzioni, tra loro ortogonali, si determinano in base alle formule fornite dal flow chart dell’EC2:

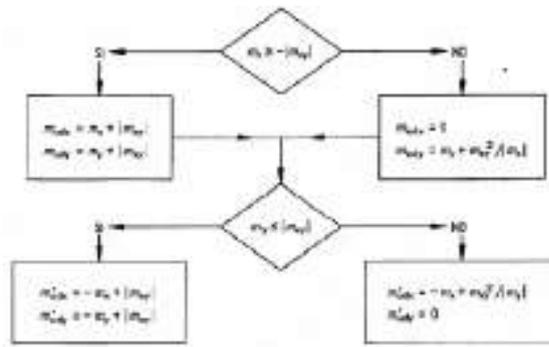


Figura 56 – Formulazione per la determinazione delle sollecitazioni di flessione agenti secondo EC2 (Wood Armer Moment Method).

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 e Pareti interrato:

- **Φ22/200 superiori** in entrambe le direzioni;

- **Φ22/200 inferiori** in entrambe le direzioni;
- Raffittimento **Φ22/100** in entrambe le direzioni.
- Copriferro minimo **5 cm.**

Armatura camminamento fuori terra:

- **Φ18/200 superiori** in entrambe le direzioni;
- **Φ18/200 inferiori** in entrambe le direzioni;
- Copriferro minimo **5 cm.**

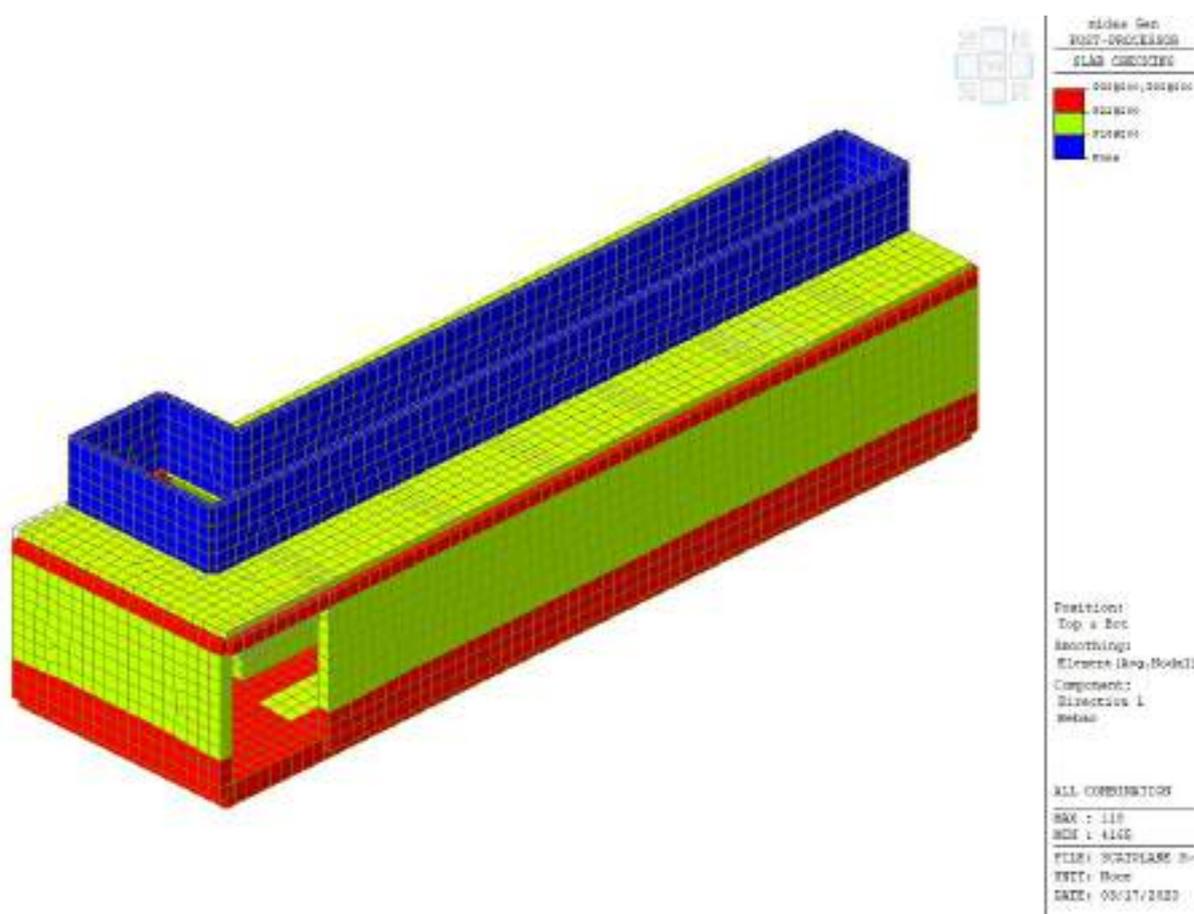


Figura 57 – a) Disposizione armature pareti e camminamento

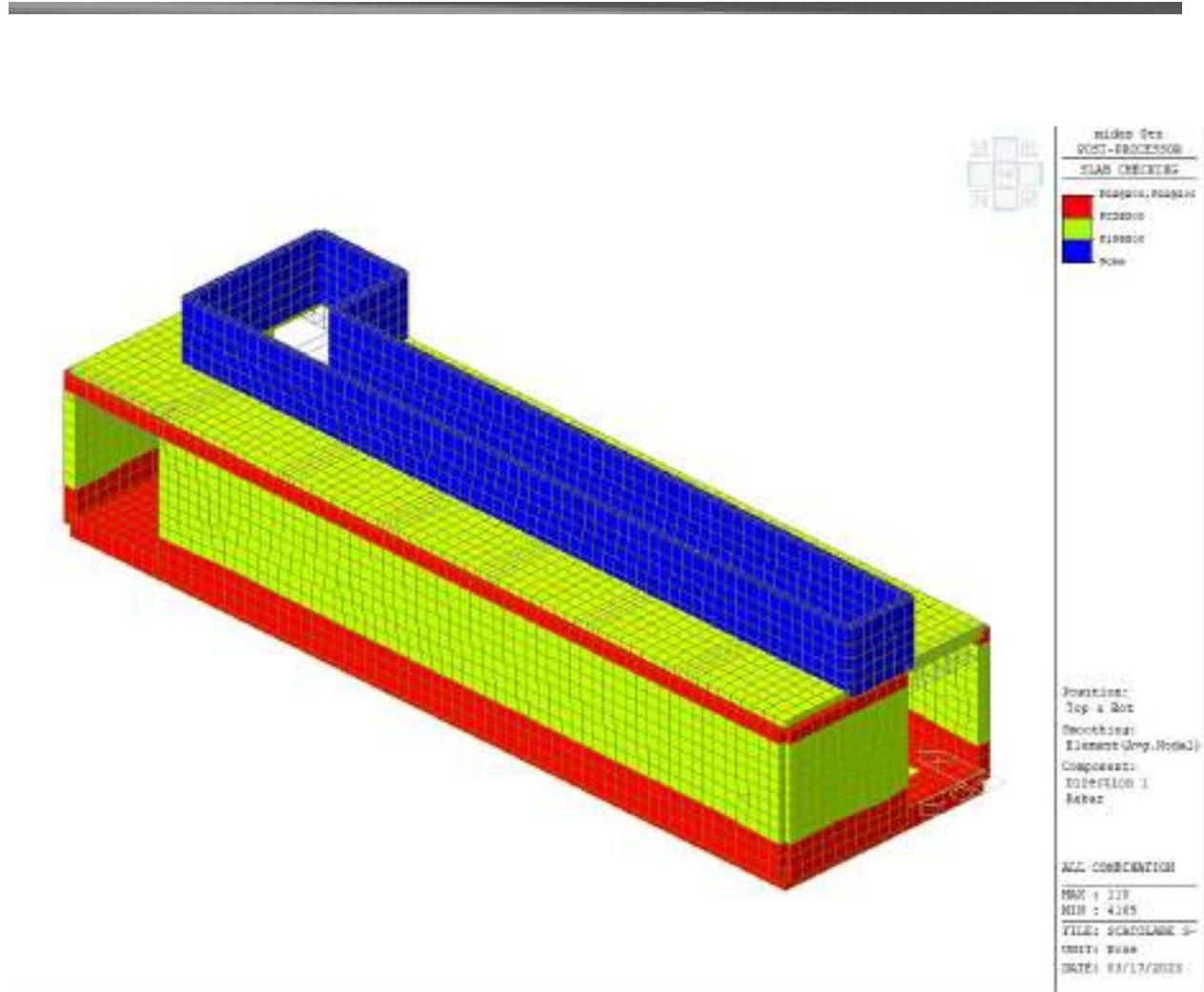


Figura 58 –b) Disposizione delle armature pareti e camminamento

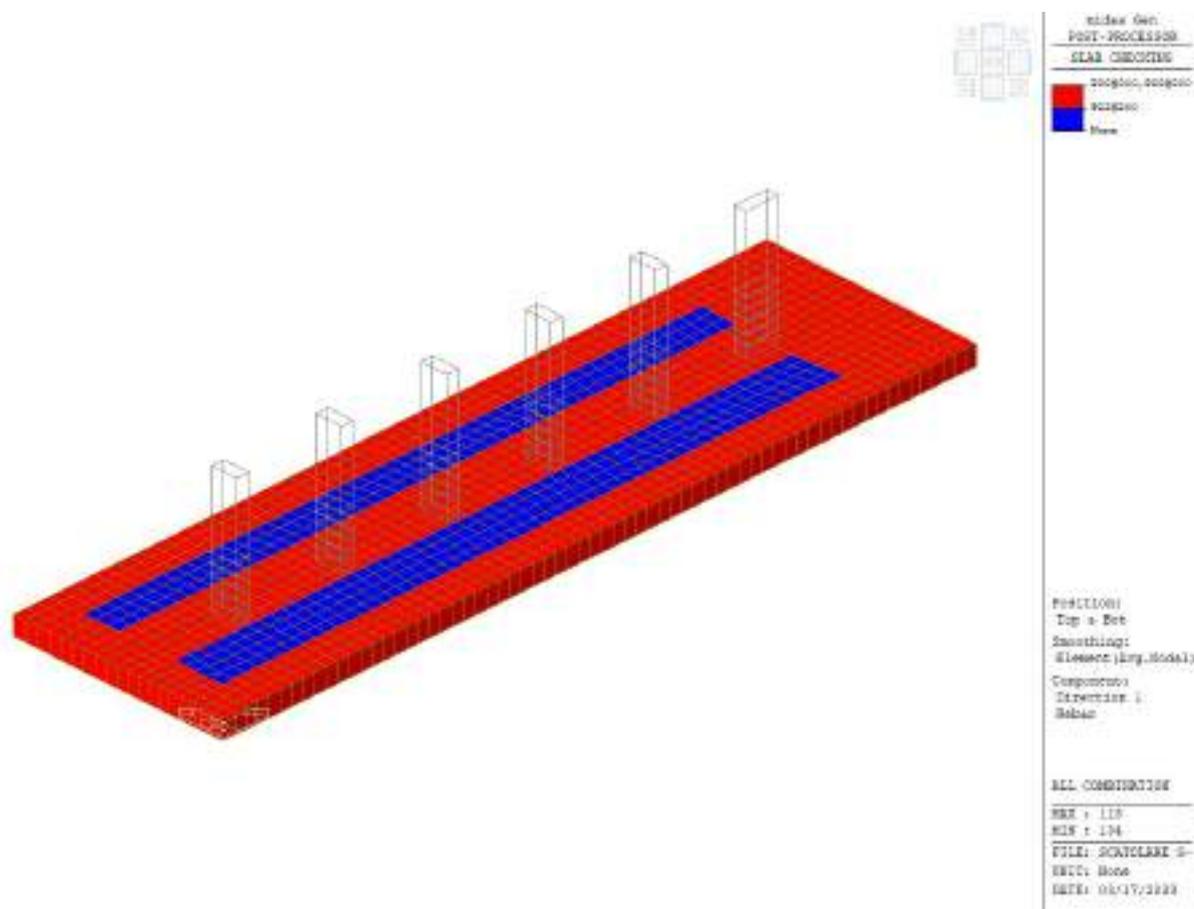


Figura 59 – Platea disposizione delle armature

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.

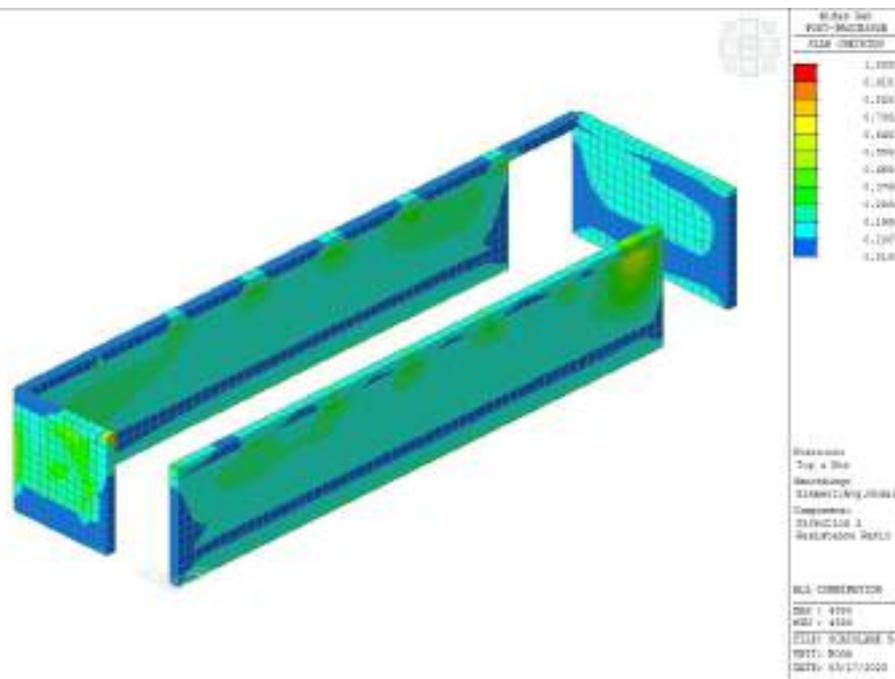


Figura 60 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 1 per entrambe le facce. Elementi Verticali [Ratio]

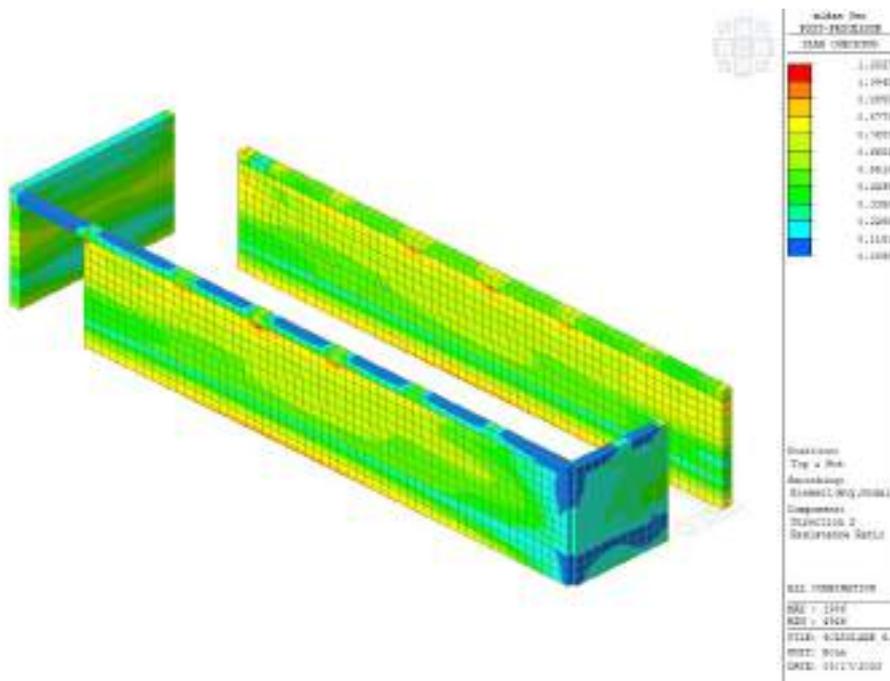


Figura 61 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 2 per entrambe le facce. Elementi Verticali [Ratio]

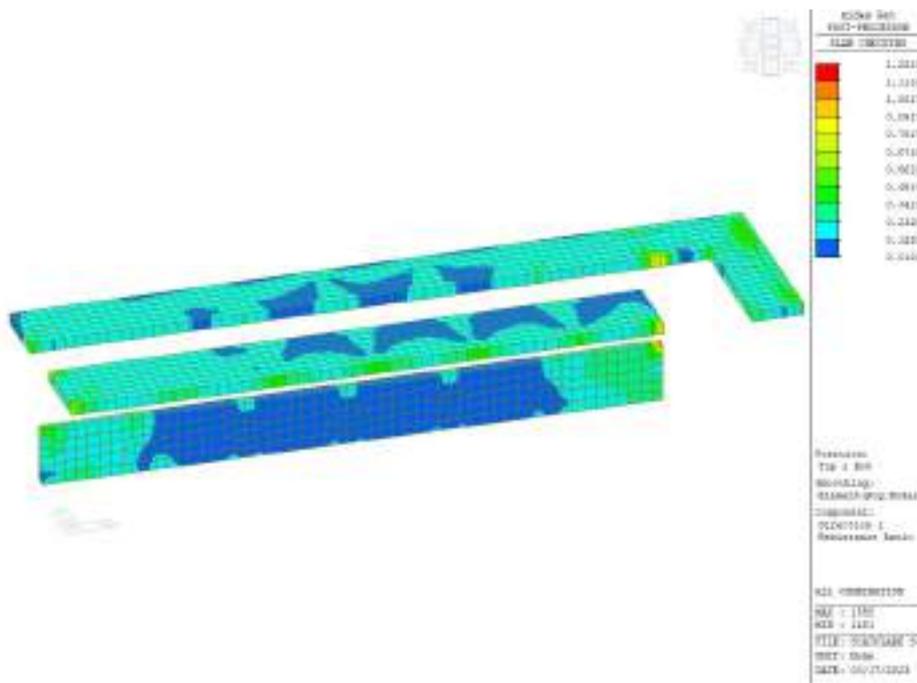


Figura 62 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 1 per entrambe le facce. Elementi Verticali [Ratio]

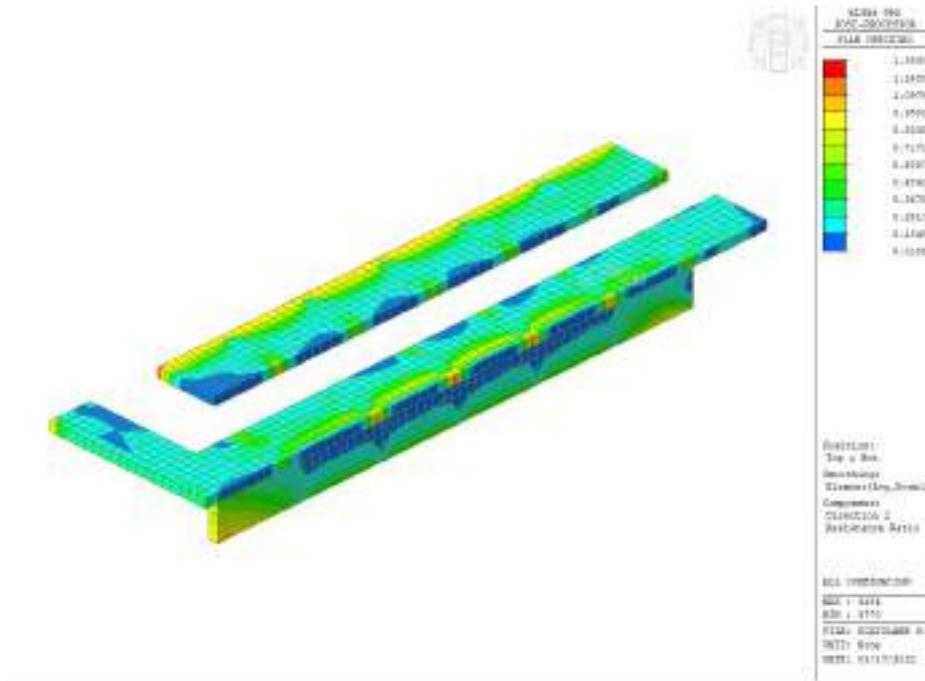


Figura 63 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 2 per entrambe le facce. Elementi Verticali [Ratio]

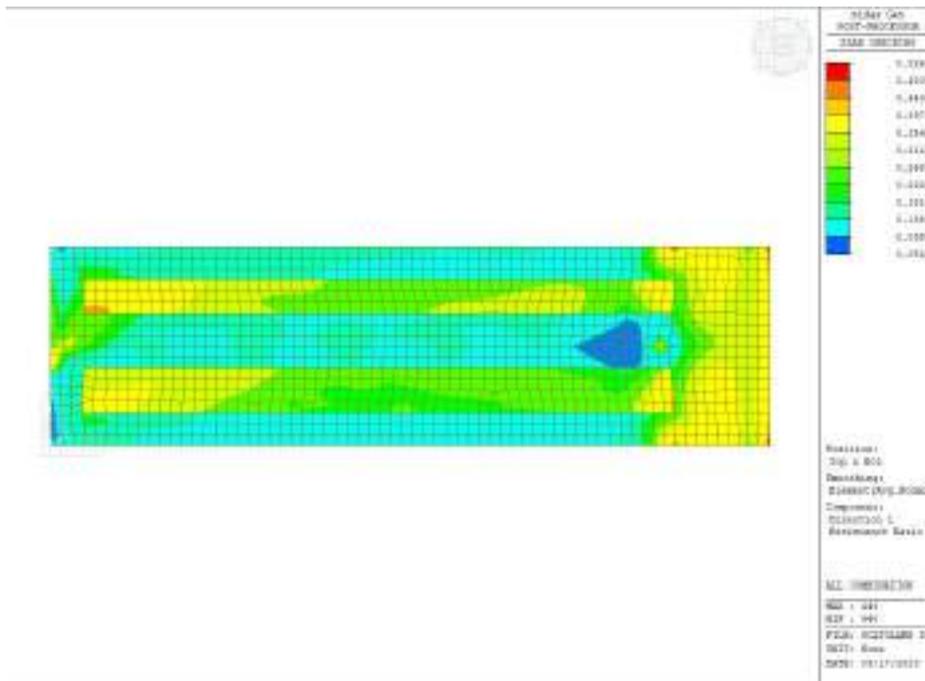


Figura 64 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 1 per entrambe le facce. Fondazione [Ratio]

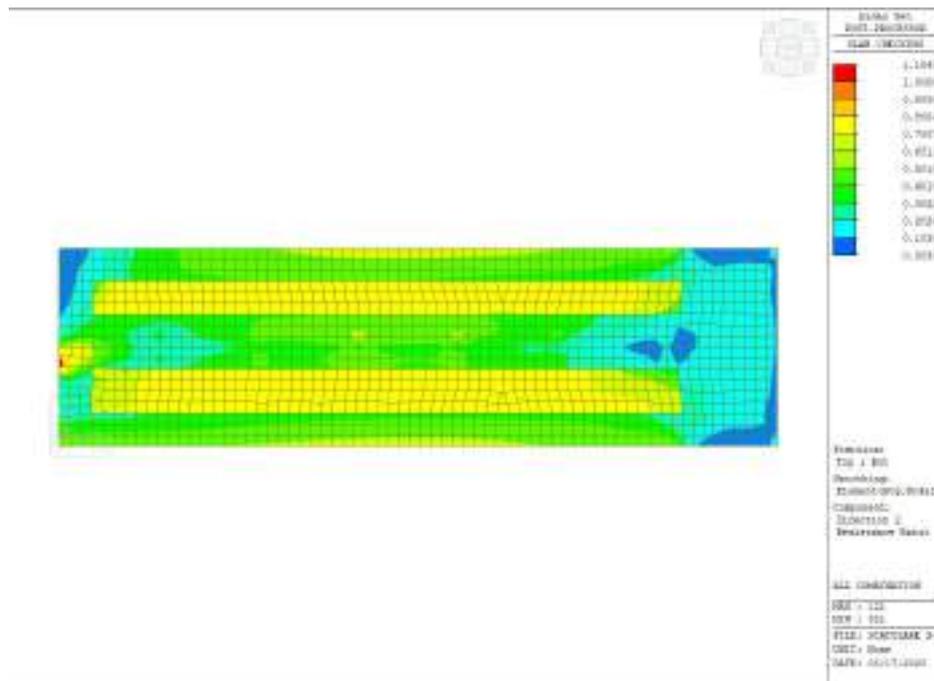


Figura 65 – Rapporto di M_{Ed}/M_{Rd} (azioni agenti calcolate secondo Wood-Armer moment) direzione 2 per entrambe le facce. Fondazione [Ratio]

7.8.2 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

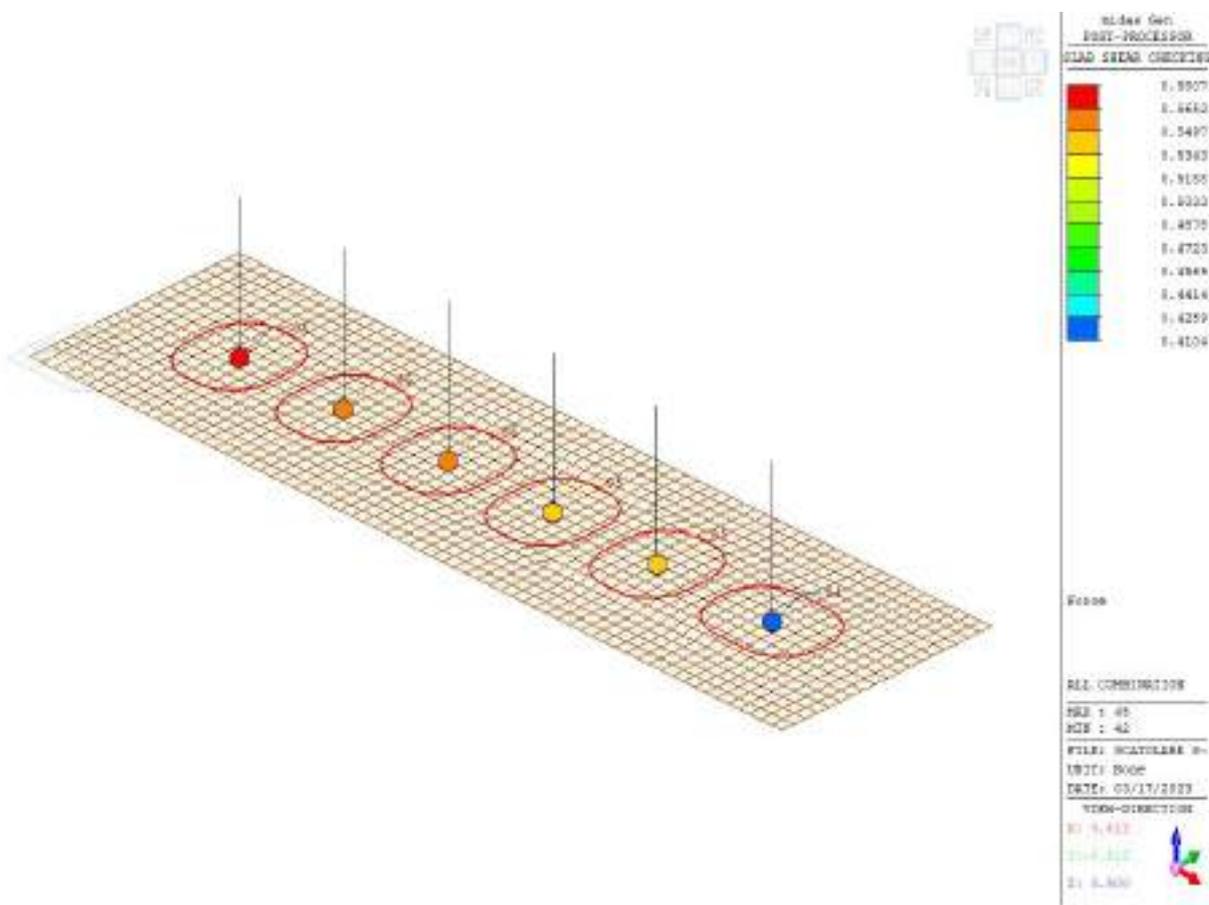


Figura 66 – Verifica a punzonamento [Ratio]

7.8.3 Verifica tensioni di esercizio – SLE

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.

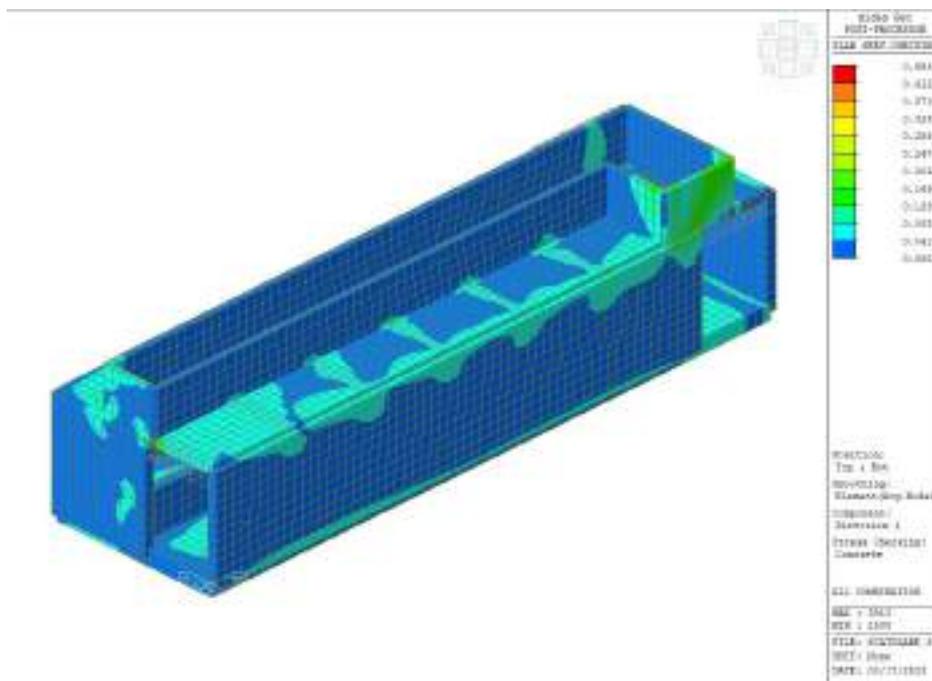


Figura 67 – Tensioni cls (top+bottom) dir 1 per involucro CMB SLE [Ratio]

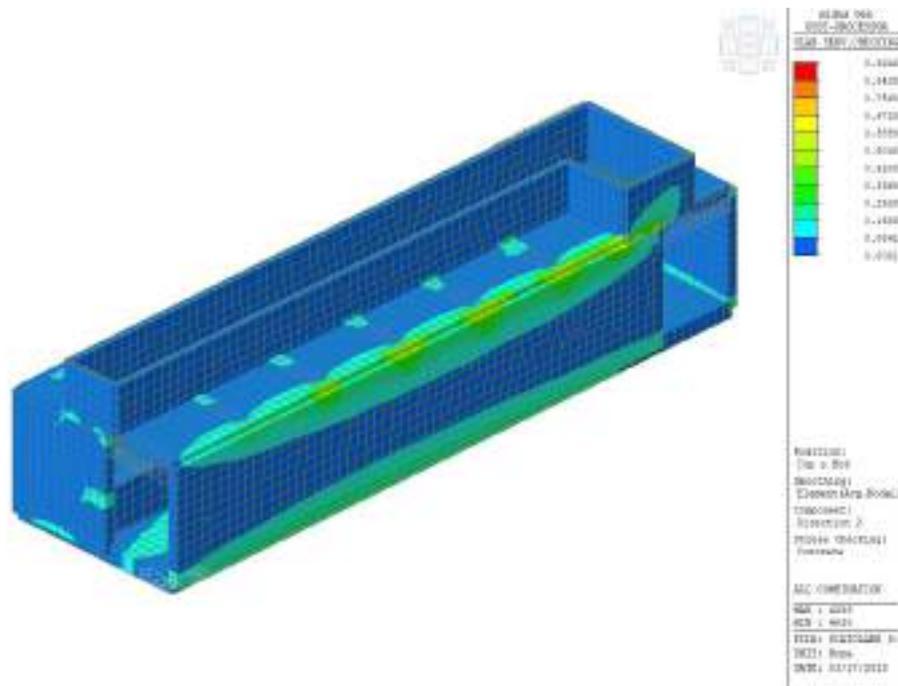


Figura 68 – Tensioni cls (top+bottom) dir 2 per involucro CMB SLE [Ratio]

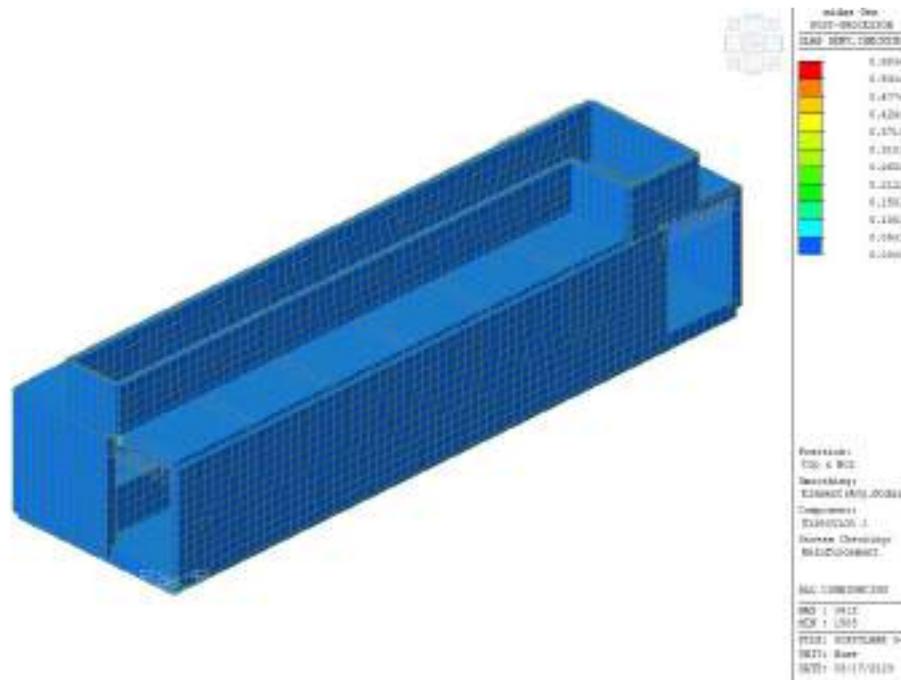


Figura 69 – Tens. acc. (top+bottom) dir 1 per involucro CMB SLE [Ratio]

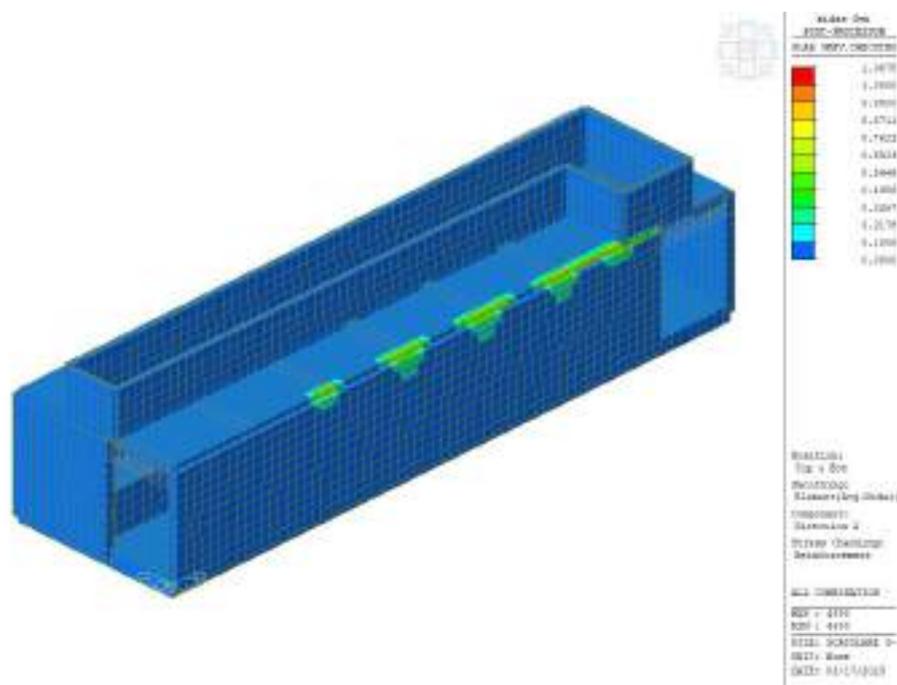


Figura 70 – Tens. acc. (top+bottom) dir 2 per involuopo CMB SLE [Ratio]

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.

7.8.4 Verifica a fessurazione SLE

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**.

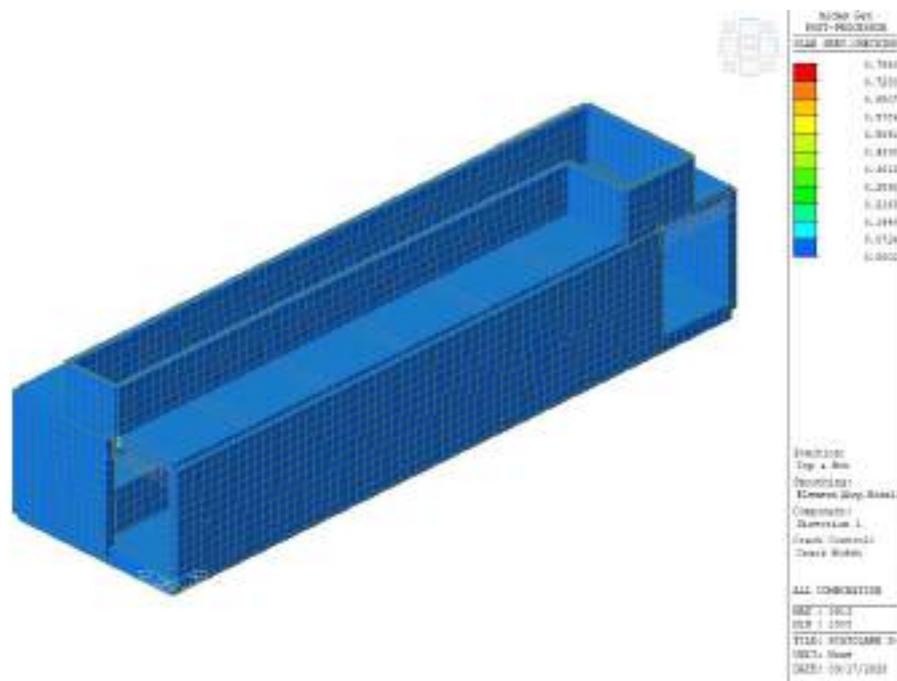


Figura 71 –Check Apertura fessure dir.1 involuppo combinazioni SLE [Ratio]

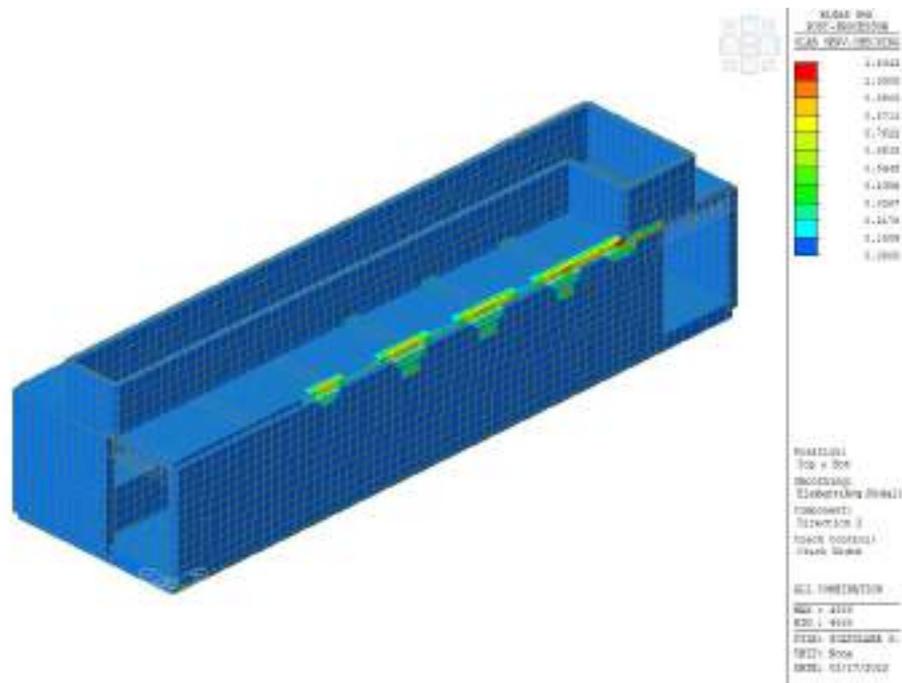


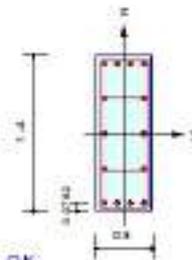
Figura 72 – Check Apertura fessure dir.2 involuppo combinazioni SLE [Ratio]

7.8.5 Verifiche SLU e SLE dei pilastri

I pilastri sono armati con **14Φ30** per l'armatura longitudinale e **staffe Φ12/100** a **5 bracci** per l'armatura trasversale.

1. Design Condition

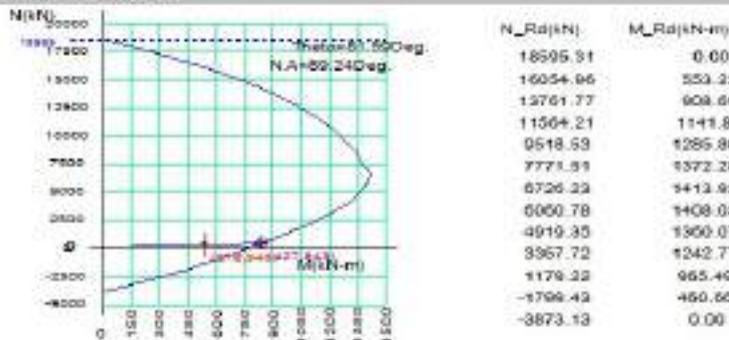
Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number	1302 (PM), 1302 (Shear)	
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yk} = 450000$ KPa	
Column Height	5.65 m	
Section Property	140x90 (No : 3)	
Rebar Pattern	14 - S - P30	$A_{st} = 0.008698$ m ² (Rho _{st} = 0.014)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 21 (Pos : J)			
Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax} = 18595.31$ kN		
Axial Load Ratio	$N_{Ed} / N_{Rd} = 278.098 / 429.854$	$= 0.647 < 1.000$	OK
Moment Ratio	$M_{Ed} / M_{Rd} = 540.187 / 642.561$	$= 0.841 < 1.000$	OK
	$M_{Edy} / M_{Rdy} = 76.0192 / 123.295$	$= 0.612 < 1.000$	OK
	$M_{Edz} / M_{Rdz} = 534.727 / 833.496$	$= 0.642 < 1.000$	OK

M-N Interaction Diagram



3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 21, POS : J)	z (LCB : 15, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	312.116 kN	1043.23 kN
V _{Ed} / V _{Rd}	312.116 / 378.854 = 0.824	1043.23 / 393.374 = 2.652
V _{Ed} / V _{Rd5}	312.116 / 643.270 = 0.370	1043.23 / 1560.44 = 0.660
V _{Ed} / V _{Rdmax}	312.116 / 2847.94 = 0.110	1043.23 / 3177.12 = 0.329
Shear Ratio	0.824 < 1.000 OK	0.660 < 1.000 OK
Area _{H_{st}}	0.00869 m ² /m, 5-P12 @100	0.00339 m ² /m, 3-P12 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 21, POS : 1/2)	z (LCB : 15, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	312.116 kN	1043.23 kN
V _{Ed} / V _{Rd}	312.116 / 285.150 = 0.910	1043.23 / 400.395 = 2.600
V _{Ed} / V _{Rd5}	312.116 / 643.270 = 0.370	1043.23 / 1560.44 = 0.660
V _{Ed} / V _{Rdmax}	312.116 / 2847.94 = 0.110	1043.23 / 3177.12 = 0.329
Shear Ratio	0.910 < 1.000 OK	0.660 < 1.000 OK
Area _{H_{st}}	0.00869 m ² /m, 5-P12 @100	0.00339 m ² /m, 3-P12 @100

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y(LCB - 28, P05 - II)	z(LCB - 28, P05 - I)
Crack Width(w)	0.00031 m	0.00060 m
Allowable Crack Width(w _{all})	0.00030 m	0.00060 m
Check Ratio(w/w _{all})	0.029 < 1.000 ... OK	0.000 < 1.000 ... OK

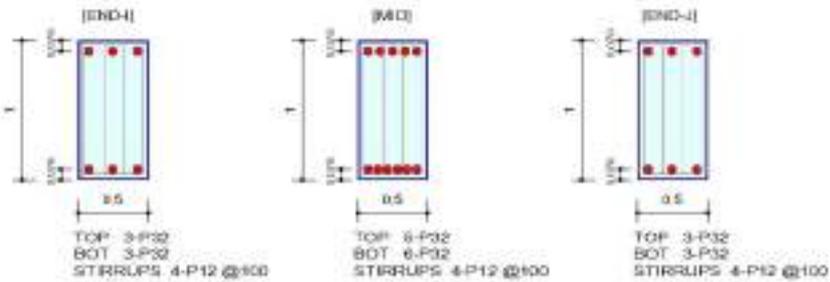
7.8.6 Verifiche SLU e SLE delle travi

Le travi sono armate longitudinalmente con **barre $\Phi 32$** (6 inf. + 5 sup. in mezzera e 3 inf. + 3 sup. agli appoggi) e trasversalmente con **staffe $\Phi 12/100$ a 4 bracci**.

midas Gen		RC Beam Strength Checking Result		
MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Acea Elaboni Spa	File Name	scatolare scarico_rev06_canco_oon_falda_rev

1. Design Information

Member Number 54
 Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m
 Material Data $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Section Property 100x50 (No : 1) Beam Span 9m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19	19	22
Moment (M _{Ed})	135.22	146.48	148.07
Factored Strength (M _{Rd})	823.27	1356.27	823.27
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1643	0.1080	0.1799
Neutral Axis (x/d)	0.0952	0.1108	0.0952
(-) Load Combination No.	9	9	9
Moment (M _{Ed})	194.23	533.45	215.96
Factored Strength (M _{Rd})	823.27	1612.68	823.27
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2359	0.3308	0.2623
Neutral Axis (x/d)	0.0952	0.1279	0.0952
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0024	0.0040	0.0024
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0024	0.0048	0.0024

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	11	22	22
Factored Shear Force (V _{Ed})	133.90	188.19	188.19
V _{Rdc}	207.44	281.35	207.44
V _{Rds}	1467.65	1467.65	1467.65
V _{Rdmax}	2212.80	2212.80	2212.80
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0045	0.0045	0.0045
Using Stirrups Spacing	4-P12 @100	4-P12 @100	4-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.6455	0.7201	0.9072
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.0812	0.1282	0.1282
Check Ratio	0.6455	0.7201	0.9072

7.9 RIEPILOGO INCIDENZE

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

Manufatto di derivazione		
Elemento [-]	Spessore [m]	Incidenza [Kg/mc]
Travi	1.00x0.50	225
Pilastrini	1.10/1.40x0.50	250
Platea	0.8	175
Pareti	0.5	150
Copertura	0.5	100
Pareti	0.3	150

7.10 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l’incremento di carico dato dal manufatto e il peso del terreno asportato. La risultante del peso proprio e dei carichi verticali è stata estratta dal modello di calcolo:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1	G1 p.p.	0	0	16903.21383
2	G2 - terreno statico	785.672912	10.8851	0
3	G2 perm non strutturale	0	0	761.836
4	Q - accidentale sovrappinta terreno	237.98365	24.5225	0
5	Q - accidentale coperture	0	0	4565.360006
6	G2 - PESO ACQUA SU FONDO Completo	0	0	12874.14
7	G2 - PESO ACQUA SU FONDO VALLE	0	0	5575.252662
8	G2 - PESO ACQUA SU FONDO MONTE	0	0	7298.887338
9	G2 - SETTO INTERNO DA MONTE A VALLE	0	2676.68793	80.703

$$F_{zSLE\ RARA} = 35185 \quad [kN] \quad (1+3+5+6+9)$$

Peso del terreno in situ

$$\gamma = 18.5 \quad [kN/m^3]$$

$$B = 10 \quad [m]$$

$$L = 33 \quad [m]$$

$$Z = 5.8 \quad [m]$$

$$P_{terreno\ in\ situ} = 35409 \quad [kN]$$

L’incremento di carico dato dal manufatto è quindi pari a circa $N_{sle} = 35185$ kN (considerando cautelativamente tutti i carichi variabili). Il peso del terreno rimosso è invece pari a 35400 kN $\approx N_{sle}$. Si parla in questo caso di fondazione

compensata poiché si compensa l’incremento di carico dato dal manufatto con il peso del terreno rimosso. Si omettono pertanto le verifiche geotecniche, sia a carico limite che dei cedimenti.

8 POZZO DI SPINTA M3

Il presente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del manufatto “Pozzo di Spinta M3” nella piana di San Vittorino. Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione rappresentano un tipologico e sono valide anche ai fini del dimensionamento dei manufatti di spinta M1, M2, M4 ed M5 e 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.

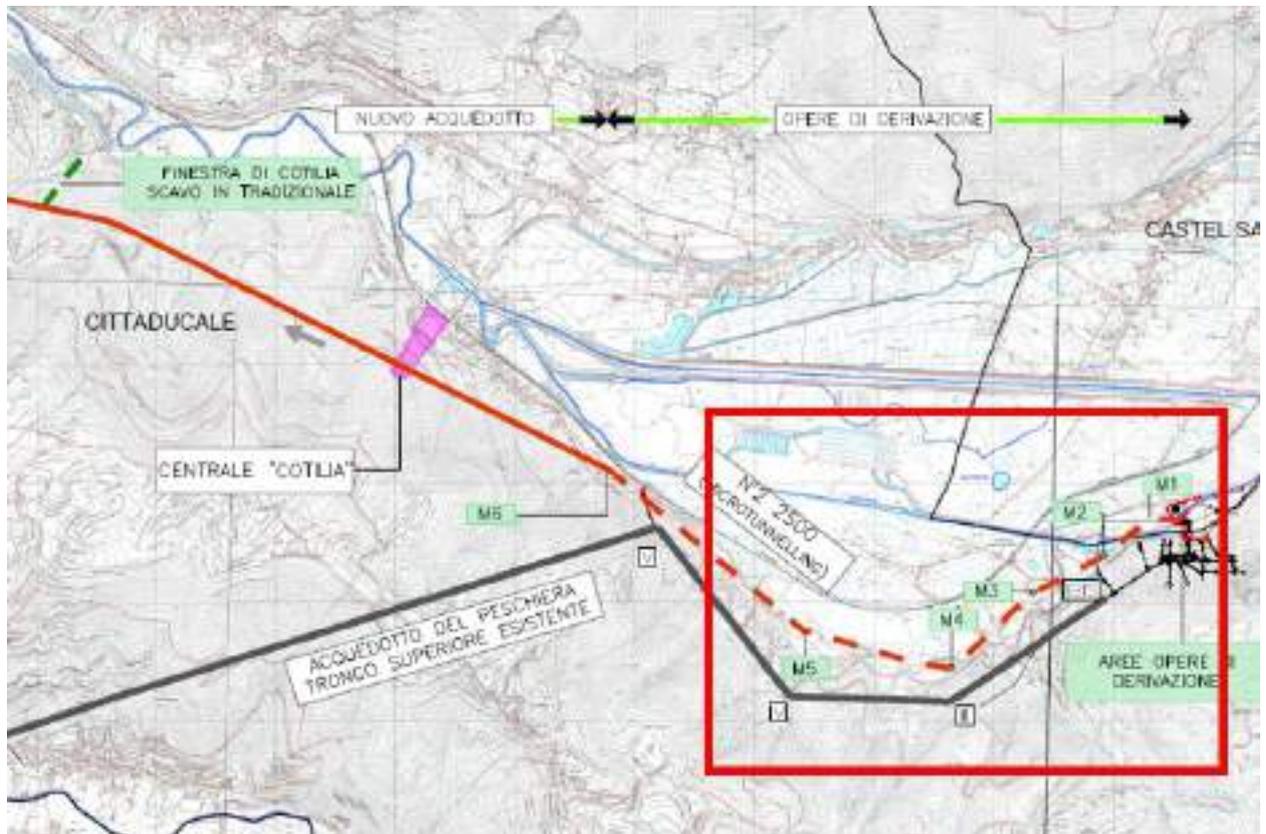


Figure 8-1: Planimetria generale

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:

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



Figure 8-2: Licenza SAP 2000

- 2- 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 ai sondaggi Si2 ed Si3 ed ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.



Figure 8-4: Ubicazione sondaggi di riferimento

Nelle figure seguenti sono riportate le schede del log stratigrafico dei sondaggi Si2 ed Si3.

Committente: Acea Elabari S.p.A.	Sondaggio: Si2
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 17-18/04/2019
Coordinate: 42.362553° N; 12.999326° E	Quota: 410 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

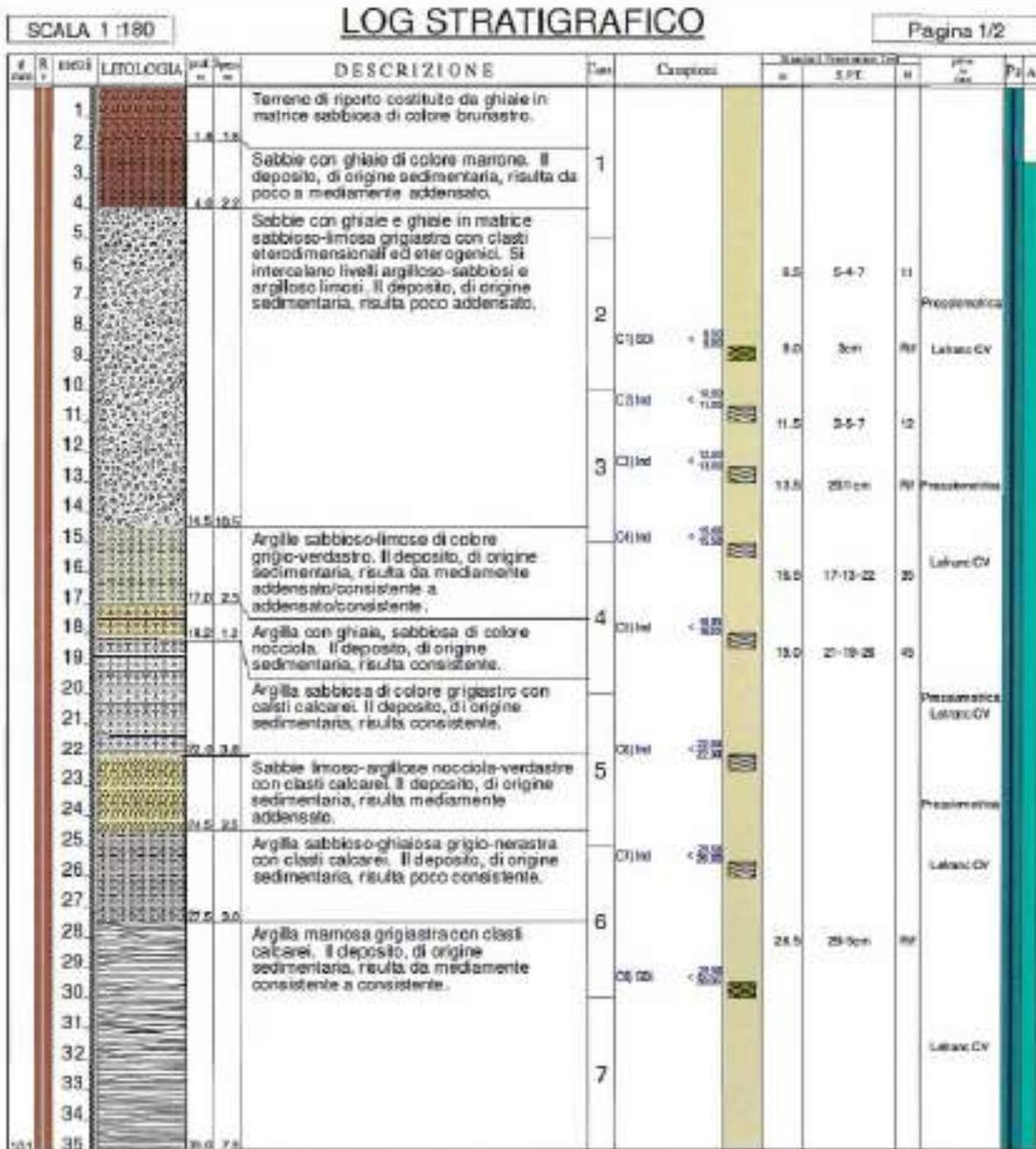


Figure 8-5: Scheda stratigrafica del sondaggio Si2

Committente: Acea Elabors S.p.A.	Sondaggio: Si3
Riferimento: Nuovo Tronco superiore dell'Acquedotto del Peschiera	Data: 08-07/05/2019
Coordinate: 42.361875° N; 12.898441° E	Quota: 412 m slm
Perforazione: Carotaggio Continuo	

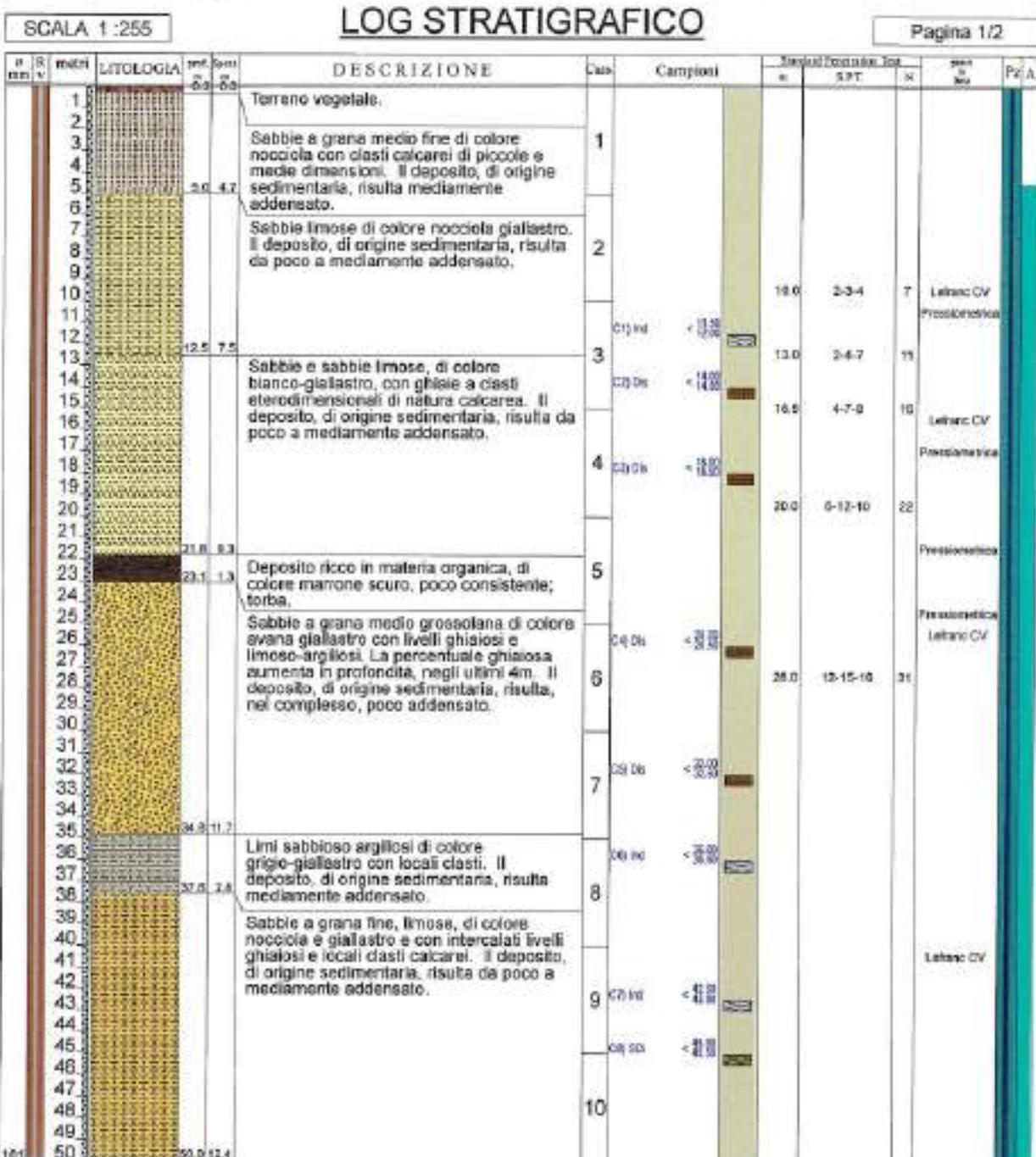


Figure 8-6: Scheda stratigrafica del sondaggio Si3

8.2.1 Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 5 prove S.P.T. (Standard Penetration Test), i cui risultati sono di seguito riportati:

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N ₆₀
Si(3)	10.0	7
Si(3)	13.0	11
Si(3)	15.5	16
Si(3)	20.0	22
Si(3)	26.0	31

Figure 8-7: Risultati prove SPT - Sondaggio Si3

8.2.2 Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia.

Riferimento			Caratteristiche fisiche								Limiti di consistenza				Granulometria				Comp.		Elasticità									
Strat. Z'	Campo SPT	Profondità m	W %	T ₂₀₀ g/100g	T ₄₀₀ g/100g	T ₂₀₀ g/100g	T ₄₀₀ g/100g	T ₆₀₀ g/100g	Indice plast.	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	UC %	Classe %	limite %	lim. %	argilla %	n	e	σ ₁ kPa	σ ₂ kPa	σ ₃ kPa	σ ₁ kPa	σ ₂ kPa	σ ₃ kPa	σ ₁ kPa	σ ₂ kPa	
Si3	C1	11.50 - 12.00	27.7	19.3	15.3	19.4	26.3	0.72	41.8	102.2	47.3	20.4	26.9	0.77	2.6	45.4	25.4	26.6	28.5	26.9	7.0	3478	3769	5630	10000	11200				
Si3	C2	14.00 - 14.50					26.3								8.1	71.3	15.8	7.1												
Si3	C3	18.00 - 18.50					28.1								7.3	66.1	17.4	9.2												
Si3	C4	26.00 - 26.50	17.9	19.0	16.1	19.8	25.8	0.60	37.5	78.6	51.3	22.8	28.5	1.17		38.7	32.9	28.4	118	37.6	13.6	3429	4983	6125	9800	15077				
Si3	C5	32.00 - 32.50					26.0								5.7	39.1	23.9	21.3												
Si3	C6	36.00 - 36.50	20.0	18.3	14.2	18.6	25.9	0.79	44.2	95.1	54.8	35.2	19.6	1.32		22.7	36.1	21.2	40.7	25.4	8.7	2229	3065	4086	5769	8717				
Si3	C7	42.50 - 43.00	19.9	20.0	16.7	20.3	26.9	0.59	37.1	91.4	41.6	23.3	15.7	1.34		27.2	32.9	11.6	8.7	36.4	27.9	7.2	3500	4903	4715	3486	12819			
Si3	C8	43.00 - 43.50					26.3								15.6	38.9	19.4	26.1												

Figure 8-8: Risultati delle prove di laboratorio

Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Profondità (m da p.c.)	Unità litotecnica	γ_s (kN/m ³)	ϕ^* (°)	C^* (kPa)	E_{ed}^* (MPa)
0.0 – 1.3	Terreno vegetale sabbioso con ciottoli spezzati di origine calcareo	16.0	25	0	2.5
3.5 – 11.0	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)	18.0 – 21.0	27 – 32	8 – 10	4.0 – 6.0
11.0 – 30.0	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)	18.0 – 20.0	22 – 25	9 – 15	9.0 – 13.0

Profondità falda (dal p.c.) = -4.5 metri
* valore riferito alla frazione fine

Figure 8-9: Sintesi dei parametri geotecnici utilizzati nel calcolo

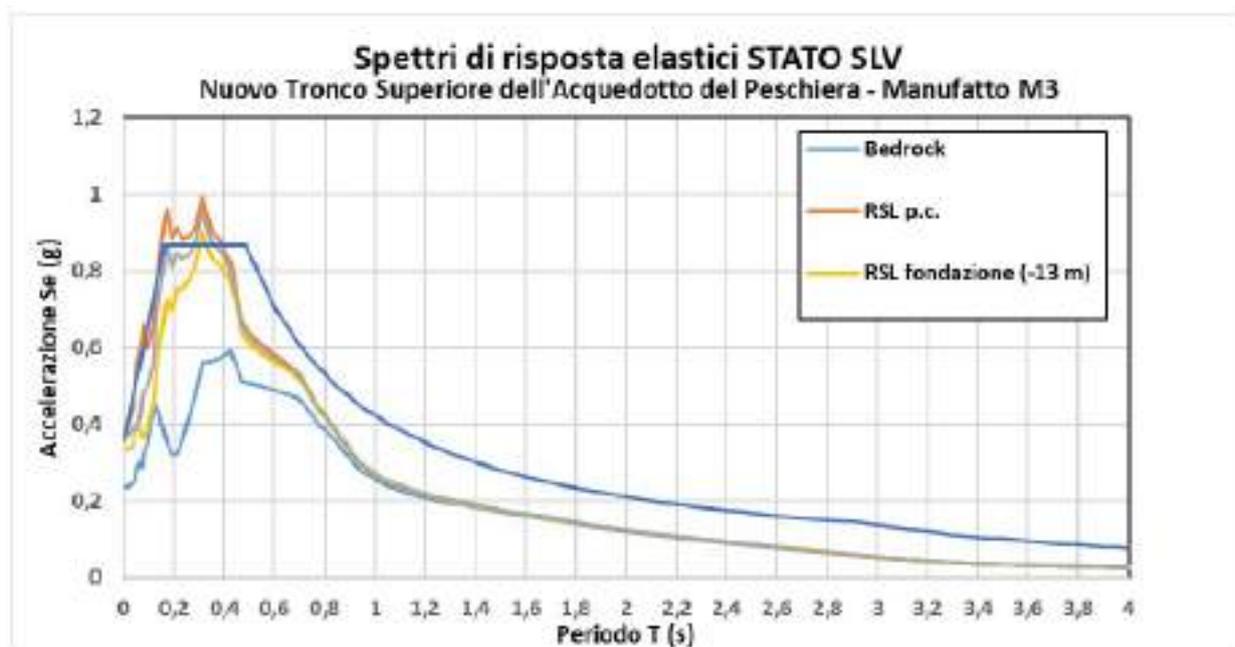
8.3 INQUADRAMENTO SISMICO

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: 12.998101°
Lat: 42.362894°
- Quota Zero sismico: 408m 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 e platee di fondazione. Di seguito il modello FEM della struttura:

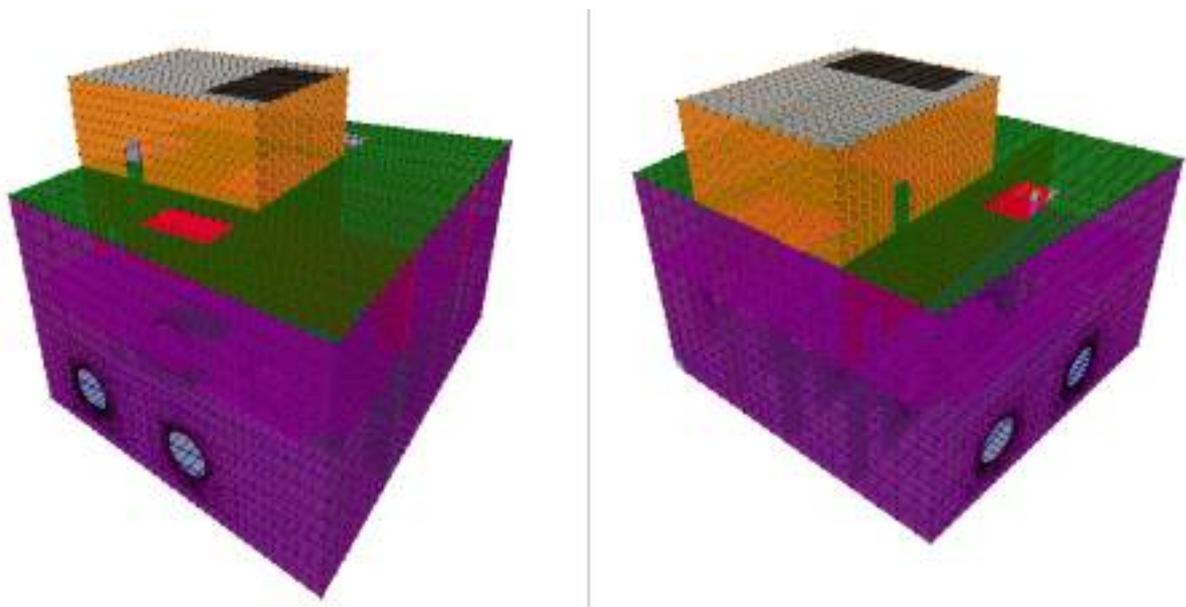


Figure 8-10: Vista estrusa del modello sud-est

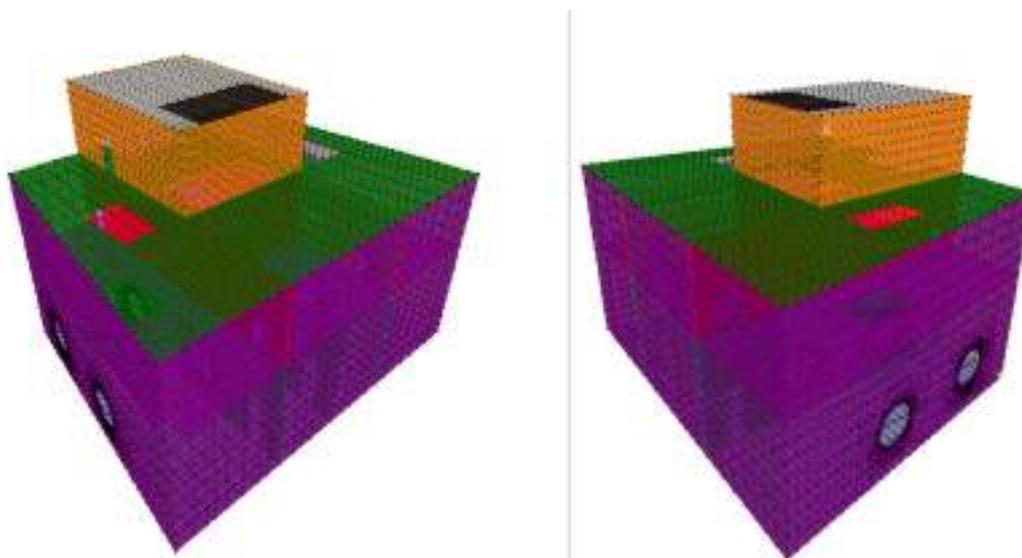


Figure 8-11: Vista estrusa del modello nord-ovest

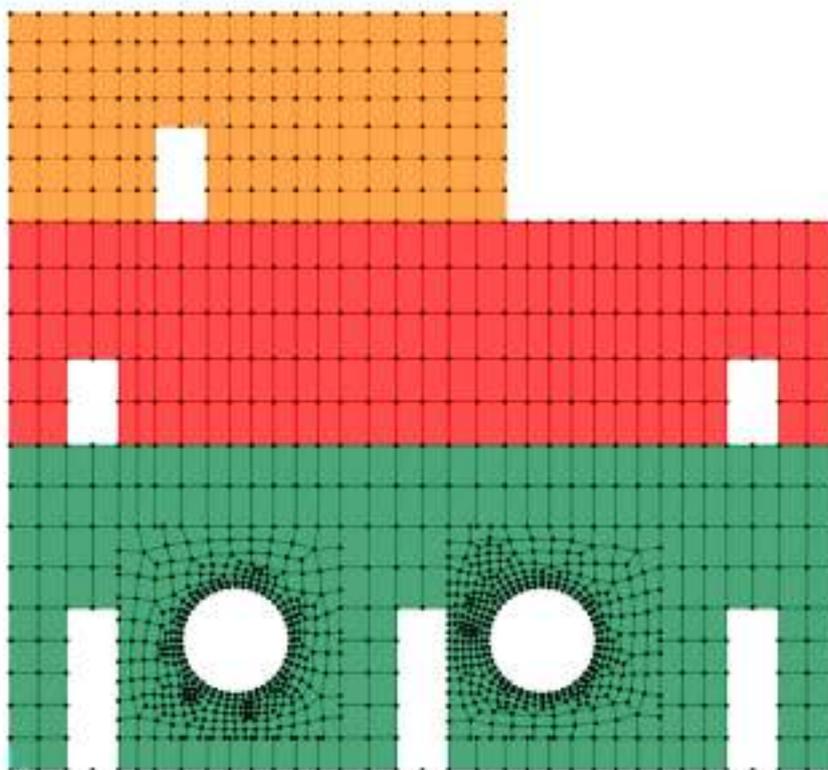


Figure 8-12: Sezione trasversale nel piano y-z per x=13.94m

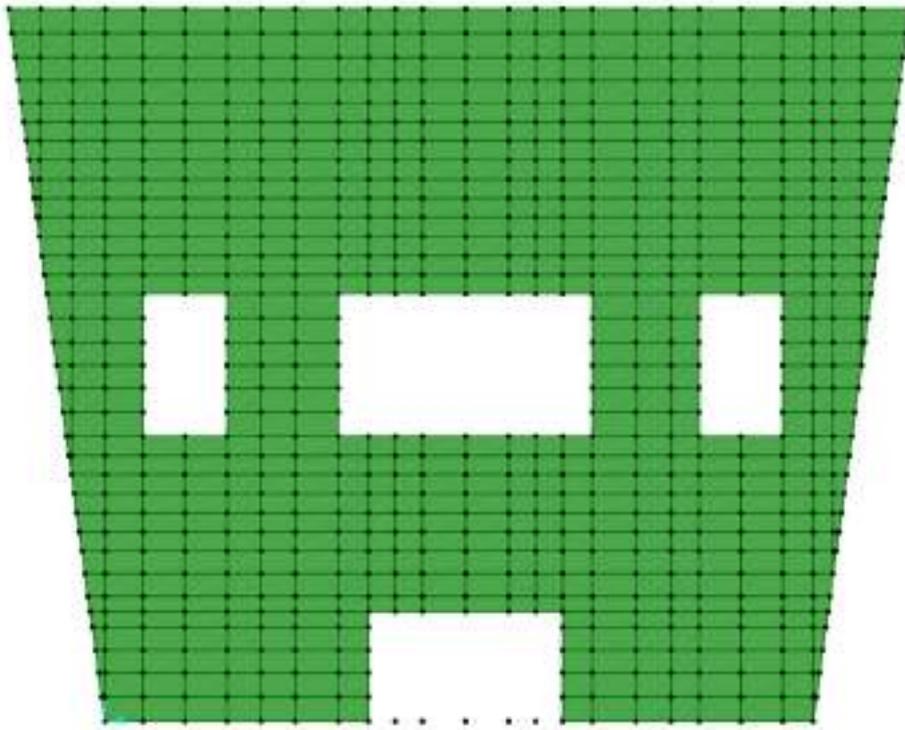


Figure 8-13: Solaio a piano campagna quota 408.06m s.l.m

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

Si distinguono di seguito le azioni applicate alla copertura per la struttura fuori terra e le azioni applicate alla copertura della struttura interrata.

8.5.3 Copertura struttura fuori terra

PESO PROPRIO

La copertura della struttura fuori terra è costituita da una soletta piena in c.a. dello spessore di 20cm. E’ prevista la realizzazione di un’apertura di dimensioni 3.00x6.70 al di sopra della quale saranno disposti moduli in lega di alluminio per i quali è stato considerato un peso di 0.15 kN/m² secondo indicazioni del produttore. Si riporta di seguito l’applicazione al modello:

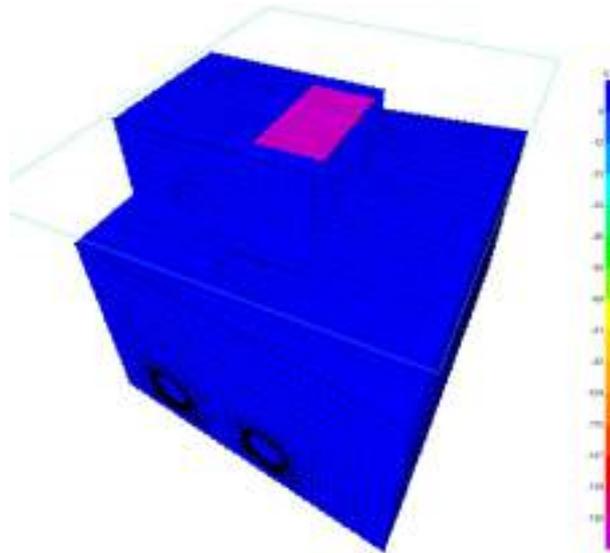


Figure 8-14: Caso di carico "Peso proprio Pannelli di copertura"

Permanente portato

- Massetto pendenze: $0.10 \times 14 = 1.40$ kN/m²
- Guaina: 0.40 kN/m²
- Pannelli: 0.15 kN/m²

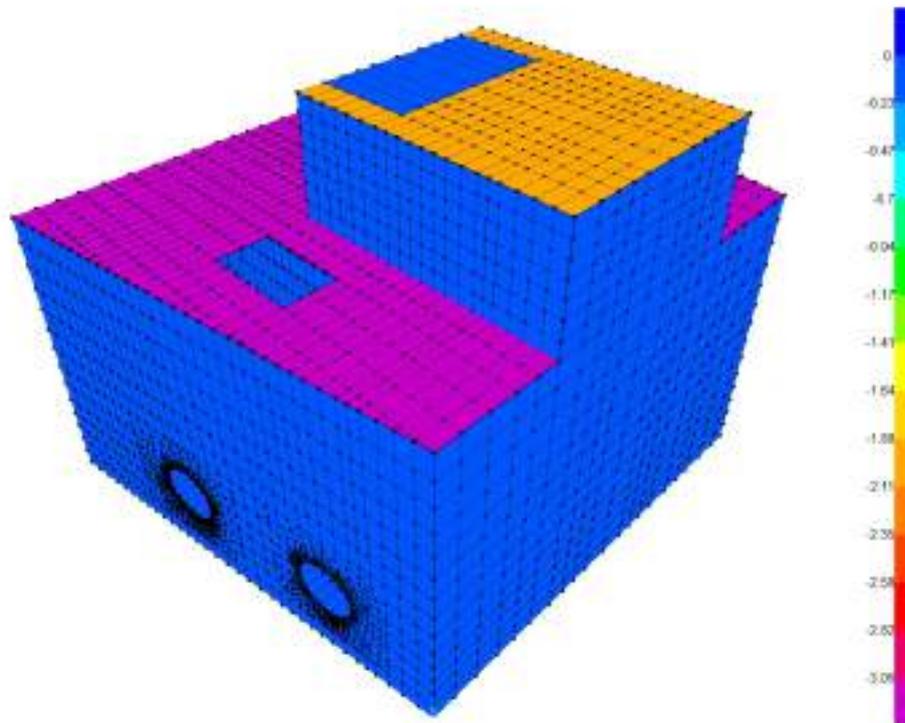


Figure 8-15: Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

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

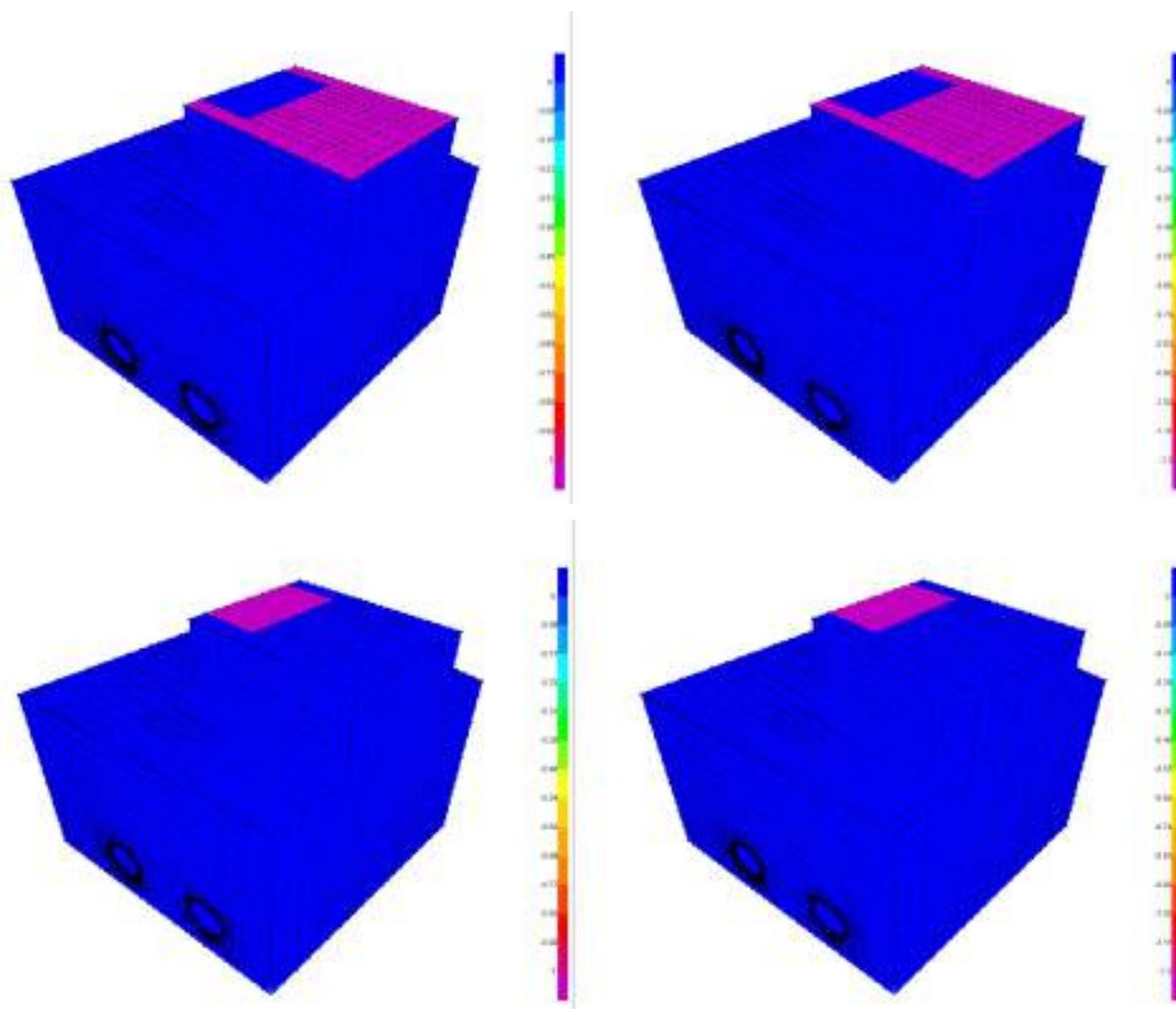


Figure 8-16: Caso di carico "Manutenzione $Q_k,1$ " e "Neve $Q_k,2$ "

La definizione degli elementi "Area" nel software di calcolo è differente per gli elementi costituenti la copertura in c.a. e per gli elementi costituenti i moduli in lega di alluminio in corrispondenza delle aperture. Per tale ragione è necessario plottare due immagini separate al fine di dare evidenza dei carichi applicati in copertura.

8.5.4 Copertura struttura interrata

Per la struttura interrata, il solaio di copertura è rappresentato dal solaio a piano campagna per il quale, oltre al peso proprio valutato automaticamente dal software di calcolo, si considerano i seguenti carichi:

Ricoprimento terreno a piano campagna

Si ipotizza un ricoprimento di 50cm al di sopra della copertura:

- Ricoprimento: $20 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$

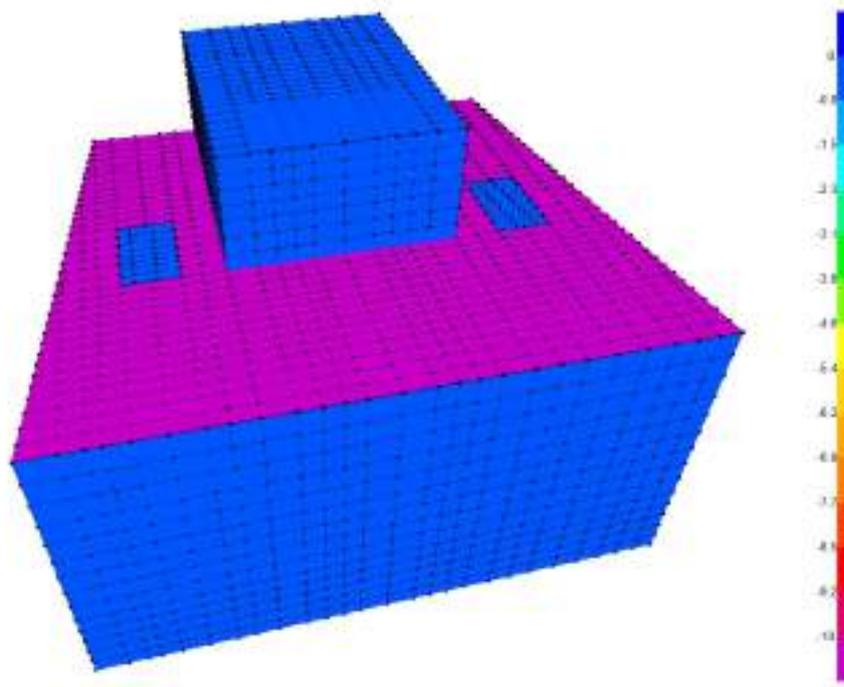


Figure 8-17: Caso di carico "Ricoprimento solaio a piano campagna"

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

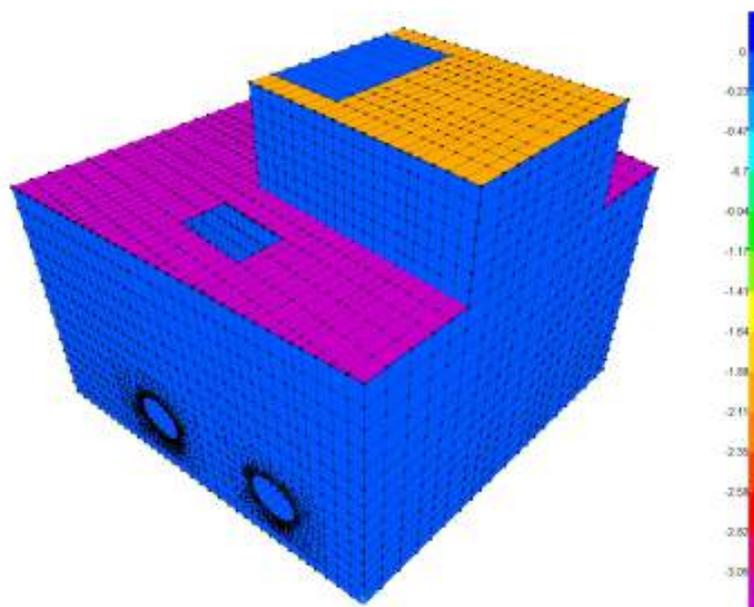


Figure 8-18: Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico neve in copertura $Q_{k,2} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
- Carico accidentale in copertura $Q_{k,3} = 20.00 \text{ kN/m}^2$

La copertura a piano campagna si ipotizza carrabile per cui viene applicato un sovraccarico accidentale di 20kPa, disposto anche in corrispondenza del solaio di calpestio della struttura fuori terra.

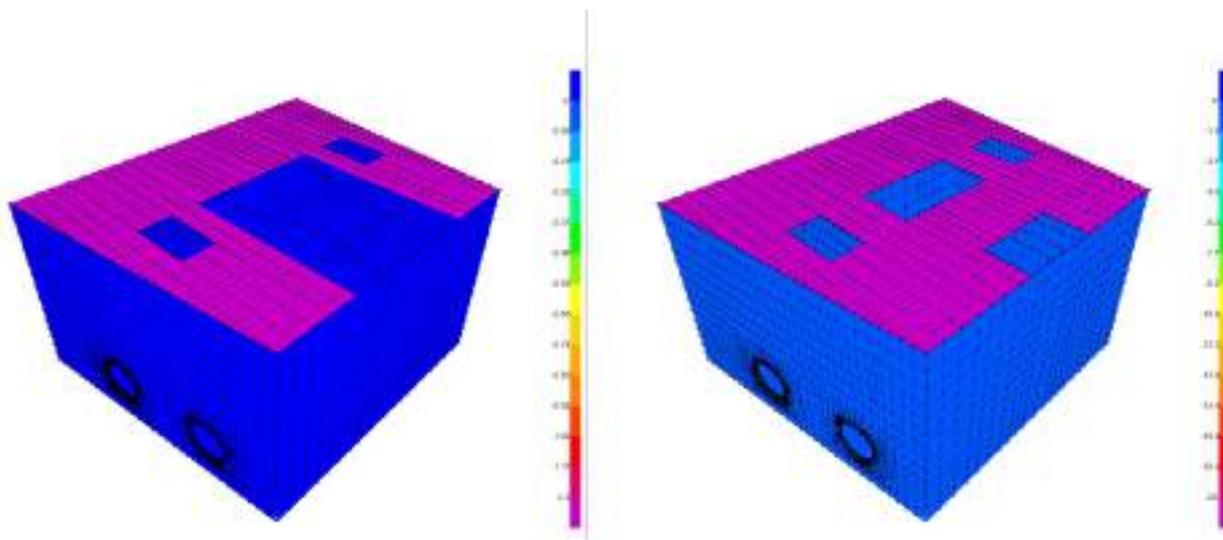


Figure 8-19: Caso di carico "Neve $Q_{k,2}$ " e "Mezzi $Q_{k,3}$ "

Inoltre, in corrispondenza del solaio di calpestio della struttura fuori terra, viene applicato un sovraccarico da folla pari a 3.00 kPa:

- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,4} = 3.00$ kPa

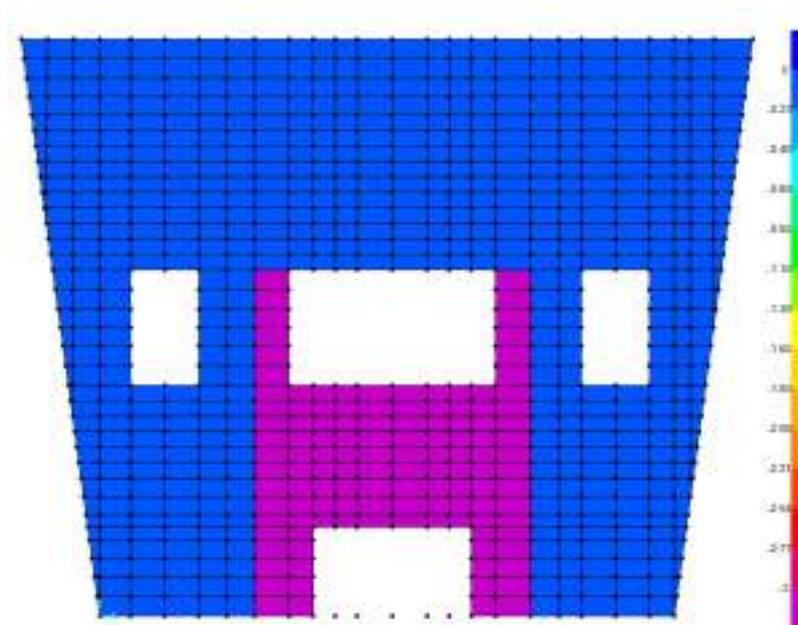


Figure 8-20: Caso di carico "Folla $Q_{k,4}$ "

8.5.6 Azioni su orizzontamento a livello -1

Per il solaio intermedio a livello -1 (quota 402.91m s.l.m.), si considera oltre al peso proprio, un sovraccarico accidentale da folla di 3.00 kPa:

- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,5} = 3.00$ kPa

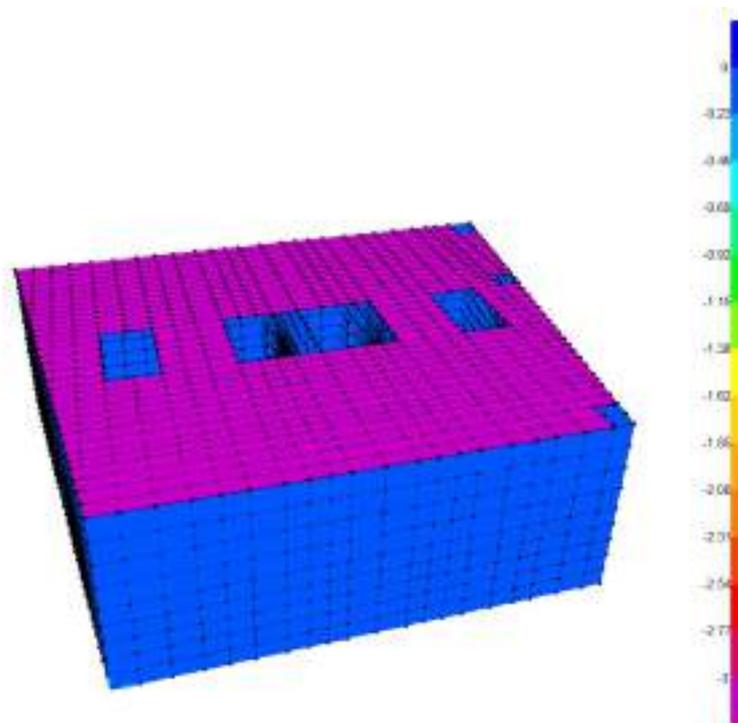


Figure 8-21: Caso di carico "Folla $Q_{k,5}$ "

8.5.7 Azioni in fondazione

In corrispondenza del piano di fondazione, a livello -2 (quota 395.96m s.l.m.), si considera una pressione rappresentante il peso della condotta in acciaio piena d'acqua. Tale pressione si distribuisce su una larghezza pari al diametro del micro tunneling ovvero 2.50m:

- Peso dell'acqua = $\gamma_w = 10$ kN/m³;

- Diametro condotta: 2.50m;
- Area: 4.91 m²;
- Peso acqua all'interno della condotta: 50kN/m.

Distribuendo tale peso su un'impronta di 2.50m e considerando anche il peso della condotta d'acciaio si valuta una pressione di 25 kPa:

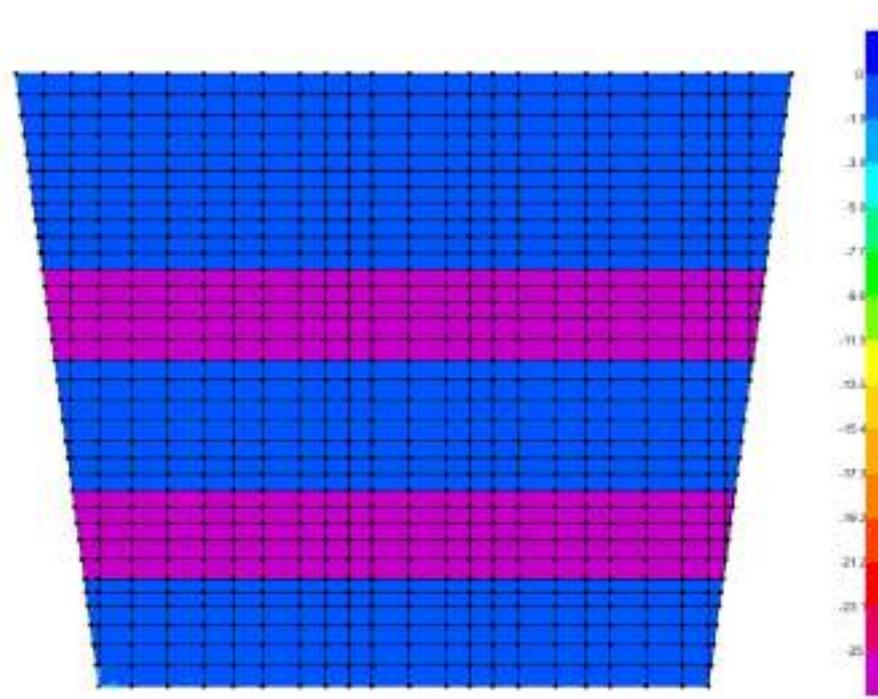
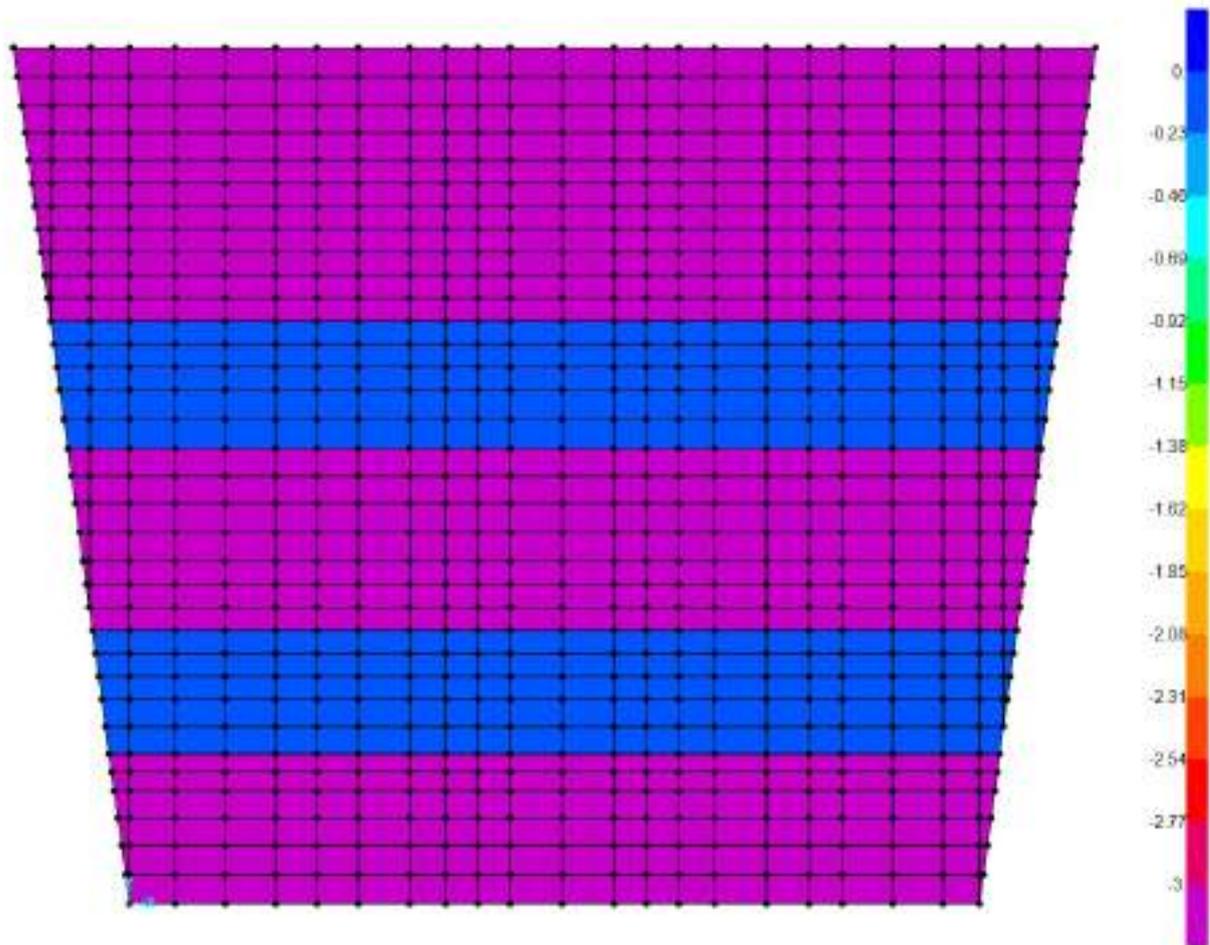


Figure 8-22: Caso di carico "Peso condotte microtunneling"

Inoltre, in corrispondenza delle superfici esterne all'ingombro dei conci del micro tunneling, viene applicato un sovraccarico da folla pari a 3.00 kPa:

- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,6} = 3.00$ kPa



8.5.8 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 (Qf, quota della falda):

per profondità $z < Q_f$:

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

per profondità $z > Q_f$:

$$\sigma_h(z) = K_0 (\gamma_{sat} \cdot Q_f + \gamma' \cdot (z - Q_f))$$

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 = $1 - \sin\phi$.

Si riporta di seguito l’andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchietto riepilogativo del calcolo delle stesse:

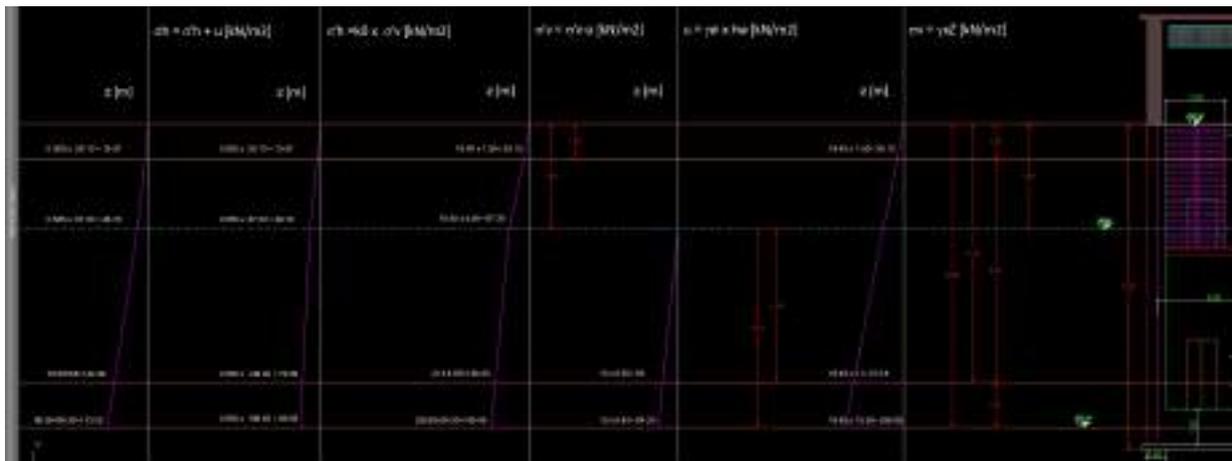


Figure 8-23: Andamento tensioni orizzontali totali

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]	oh [kPa]
strato 1	1.50	0.00	16	19.4	0	25	27.7	0.536	29	0	29	16	16
strato 2	9.50	6.50	20	19.4	10	29	27.7	0.536	213	65	148	79	144
strato 3	1.90	1.90	19	19.4	10	23	27.7	0.536	250	84	166	89	173

Figure 8-24: Andamento tensioni orizzontali totali

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

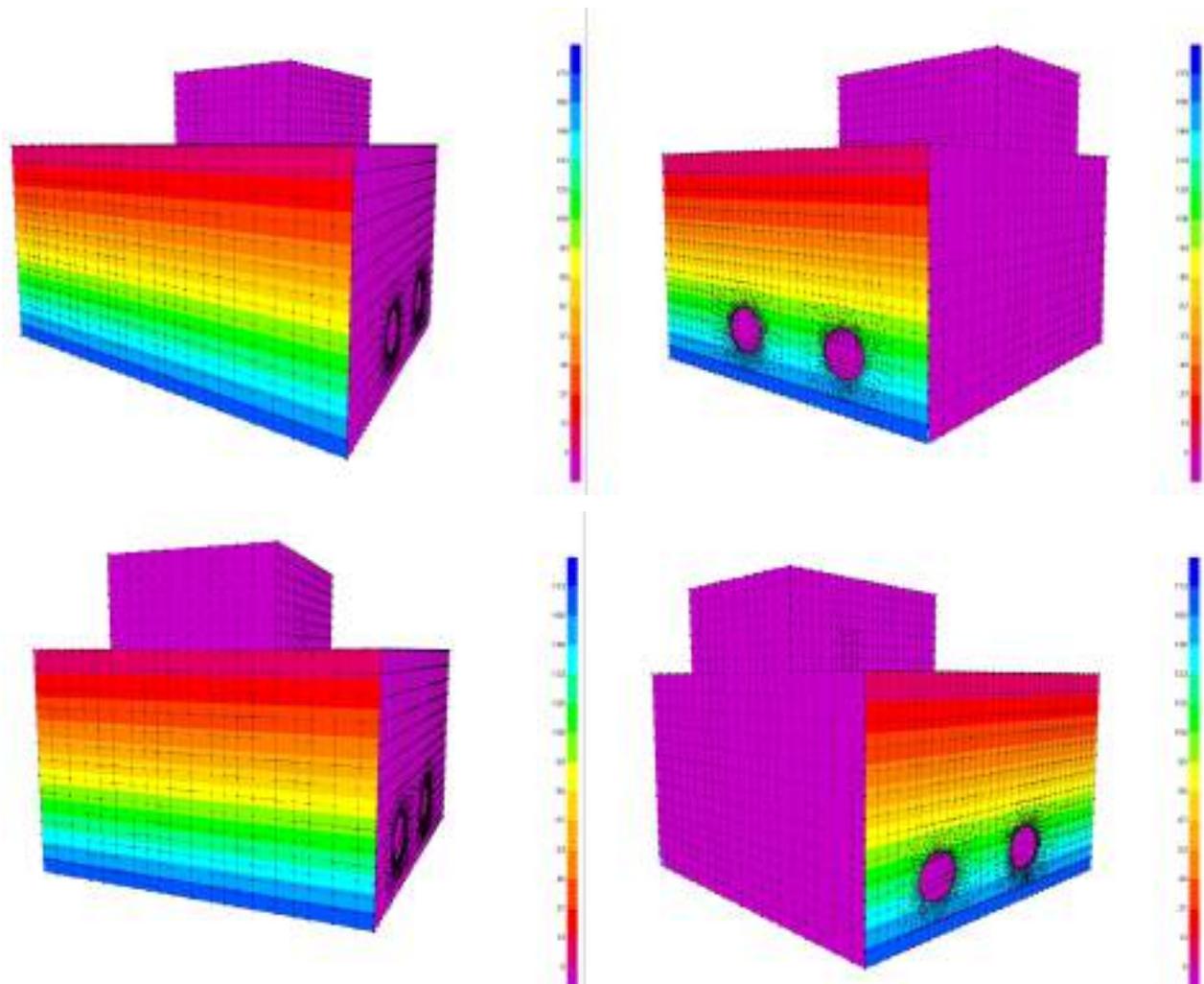


Figure 8-25: Spinta del terreno

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 $S_e(g)$ 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:

T [s]	Se[g]
0.010	0.223
0.011	0.223
0.012	0.224
0.013	0.225
0.015	0.226
0.016	0.228
0.018	0.228
0.020	0.231
0.022	0.237
0.024	0.247
0.027	0.253
0.030	0.256
0.033	0.275
0.036	0.284
0.040	0.309
0.044	0.324
0.048	0.358
0.053	0.377
0.059	0.366
0.065	0.367
0.072	0.369
0.079	0.387
0.088	0.358
0.097	0.403
0.107	0.447
0.118	0.511
0.130	0.499
0.143	0.470
0.158	0.479
0.175	0.471

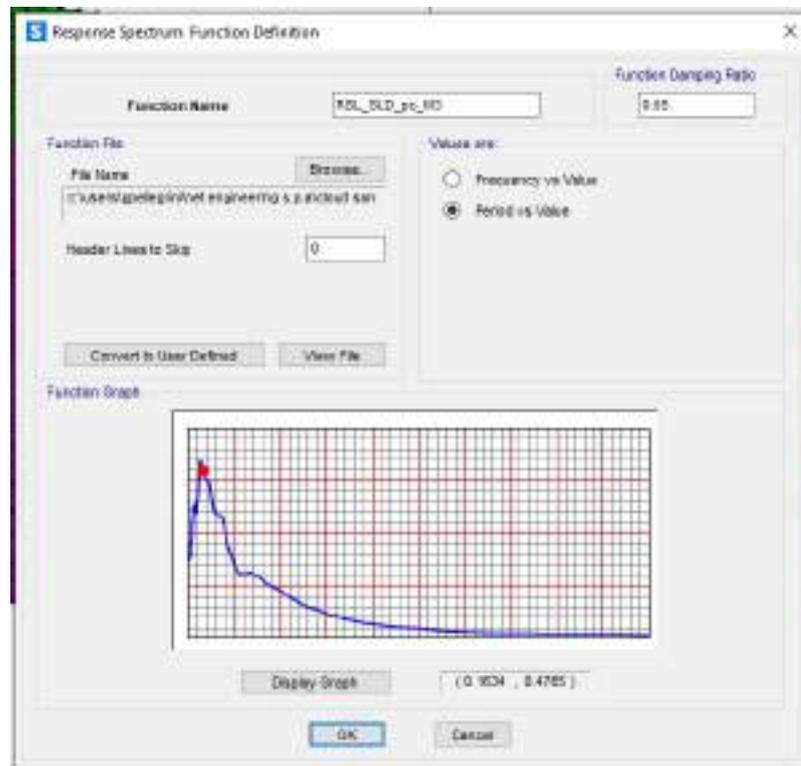


Figure 8-26: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLD

Spettro di Risposta SLV

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

T [s]	Se[g]
0.010	0.401
0.011	0.402
0.012	0.402
0.013	0.402
0.015	0.403
0.016	0.403
0.018	0.404
0.020	0.406
0.022	0.407
0.024	0.411
0.027	0.415
0.030	0.417
0.033	0.431
0.036	0.435
0.040	0.447
0.044	0.473
0.048	0.514
0.053	0.539
0.059	0.567
0.065	0.591
0.072	0.611
0.079	0.660
0.088	0.610
0.097	0.600
0.107	0.631
0.118	0.653
0.130	0.756
0.143	0.832
0.158	0.903
0.175	0.963
0.193	0.885

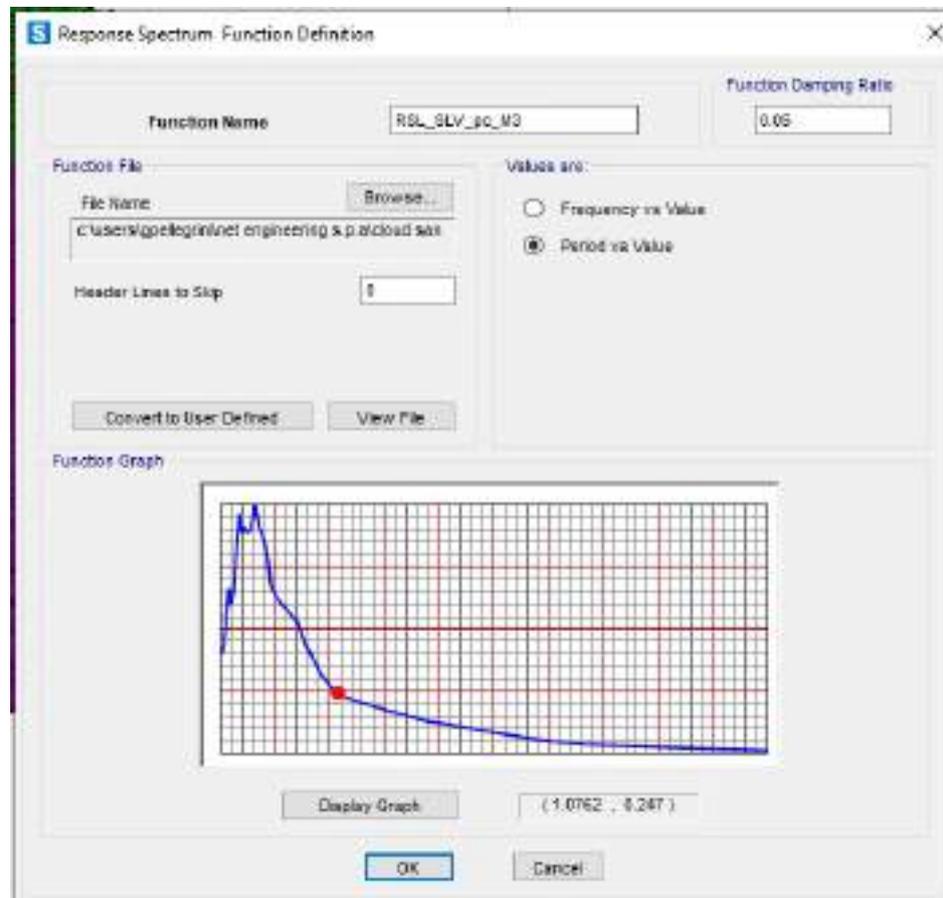


Figure 8-27: Spettro di risposta RSL a piano campagna allo SLV

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 $q=1.5$.

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 k_h pari ad ag).

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

8.5.11 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:

- $ag/g=0.370$, valore dell’accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD		
$kh=ag/gxSsxSt=$	0.370	
γ mediato [kN/m3]	19.4	
H [m] sopra falda	4.50	
ΔPw sopra falda= $kx\gamma yxh=$	32	kN/m2
γ_w [kN/m3]	10	
γ' mediato [kN/m3]	9.4	
H [m] sotto falda	7.70	
ΔPw sotto falda= $kx\gamma yxh=$	27	kN/m2

Figure 8-28: Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

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

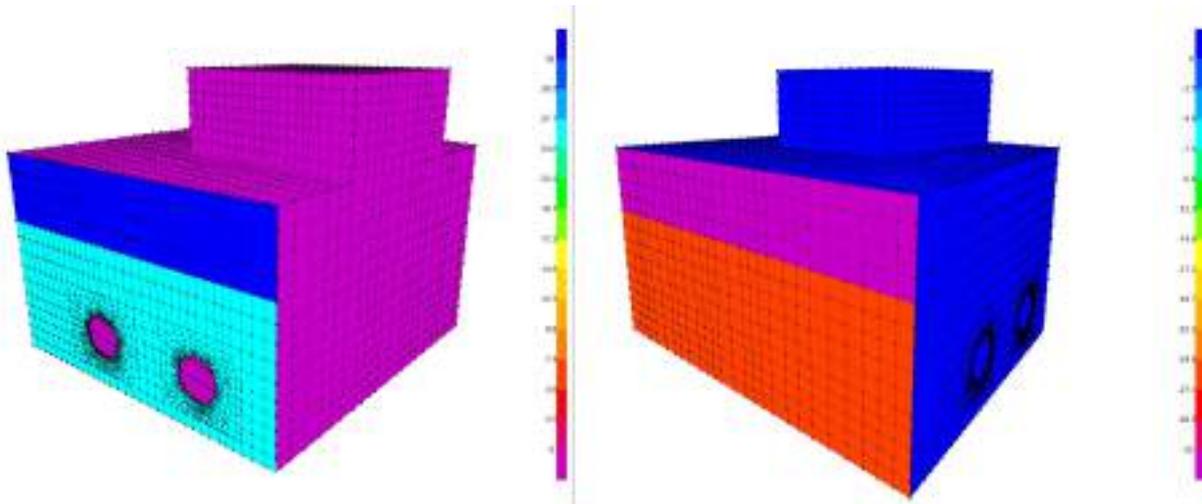


Figure 8-29: Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione +x (a sx) e -y (a dx)

8.5.12 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:

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

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

Falda

$$P_{max} (z=7.70m) = 7/8 \times 0.370 \times 10 \times (7.70 \times 7.70)^{0.5} = 25 \text{ kPa}$$

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:

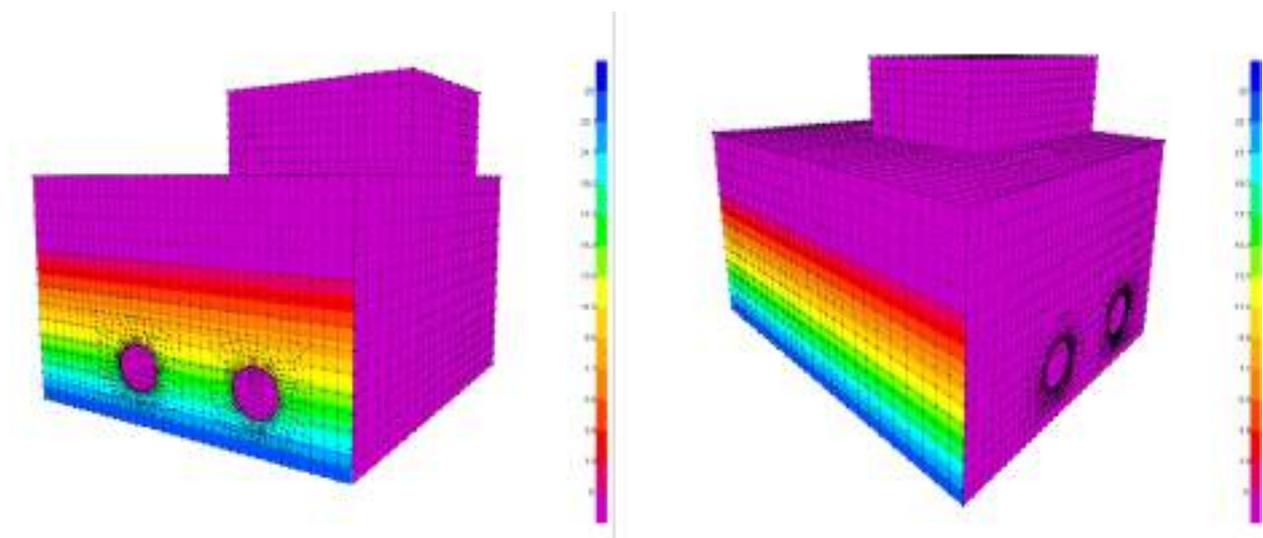


Figure 8-30: – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione +x (a sx) e -y (a dx)

8.5.13 Incremento dinamico condotte Microtunneling

Viene considerato l’incremento dinamico sotto l’azione del sisma subito dalle condotte del microtunneling. Tale incremento viene applicato nel software come pressione orizzontale e momento.

Come precedentemente descritto, la pressione verticale dovuta al peso della condotta in acciaio piena d’acqua vale circa 25 kPa. L’accelerazione in corrispondenza di T=0 nello spettro di risposta derivante da RSL posto al

baricentro della paratia vale $ag/g=0.37$. L’incremento di pressione in direzione orizzontale vale pertanto:

- $\Delta F_{\text{condotta}} = 25 \cdot 0.37 = 9.25 \text{ kN/m}^2$. Tale incremento viene applicato al piano di fondazione in corrispondenza dell’ingombro in pianta delle condotte del microtunneling:

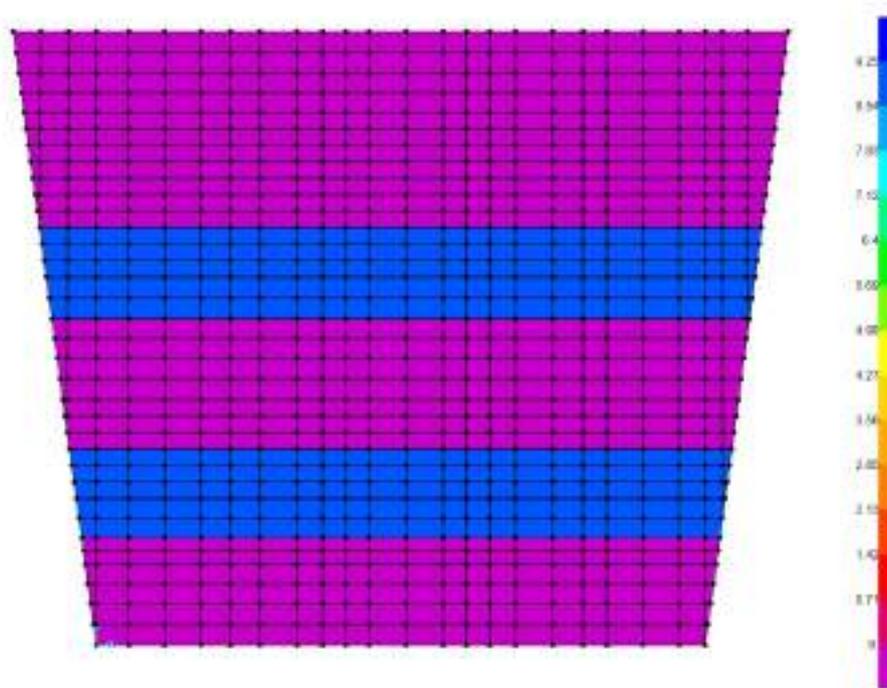


Figure 8-31: – Pressione orizzontale dovuta all’incremento dinamico delle condotte

Considerando l’incremento sismico applicato a baricentro paratia, nascerà anche un’azione di momento. Per applicare tale azione nel software di calcolo si modella un elemento trave con caratteristiche inerziali nulle, al quale si applica un momento torcente dato dal prodotto della forza per il braccio (distanza verticale tra il baricentro della condotta e l’estradosso della fondazione):

- $M_t = (25 \text{ kN/m}^2 \times 2.50 \text{ m}) \times (0.37) \times (2.25 \text{ m}) = 52 \text{ kNm/m}$

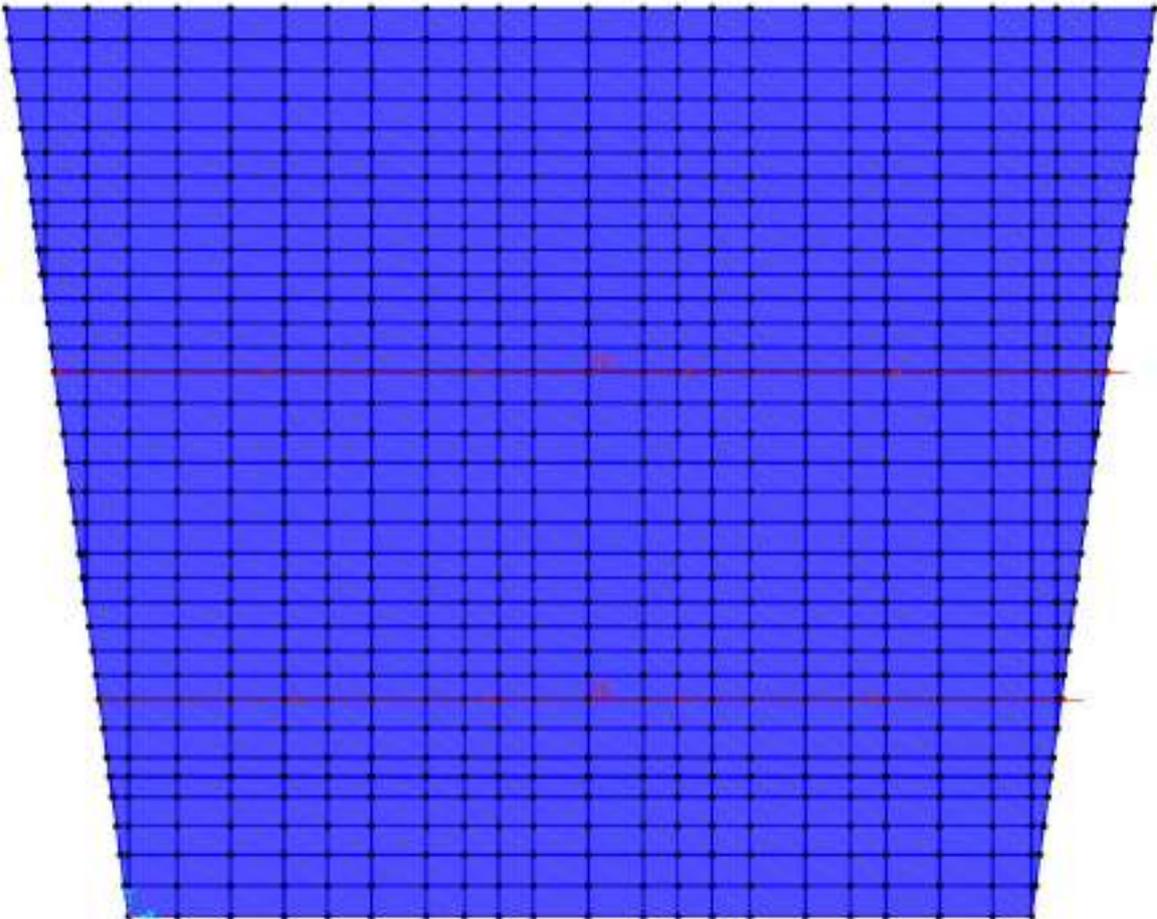


Figure 8-32: – Momento dovuto all’incremento dinamico delle condotte

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:

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

$$A_s = C(\gamma N_c) + 0.5\gamma B_s s_\gamma$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q s_\gamma) Z^n$$

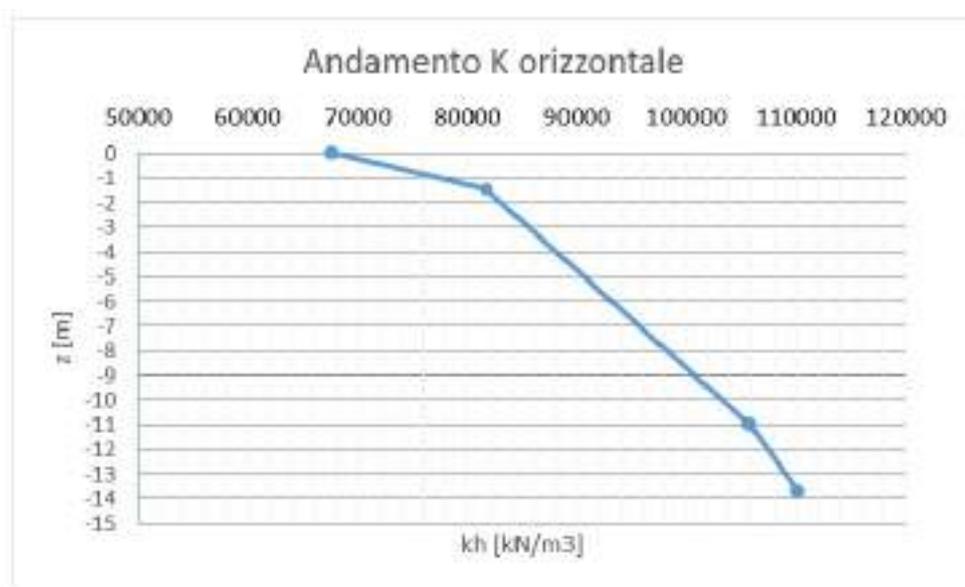
Il piano di imposta della fondazione è a 13.60m di profondità rispetto al piano campagna.

Molla verticale in fondazione a z=-13.60m da p.c.

$$k_s = A_s + B_s \times Z^n = 55120 \text{ kN/m}^3$$

C	40 1/m	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	9 kN/m ²	coesione
N _c =(N _q -1)/tgφ	16.88	
S _c	1	
φ'	22 °	angolo di resistenza a taglio
γ	18 kN/m ³	peso unità di volume
B	19 m	larghezza fondazione
N _γ =1.5(N _q -1)*tgφ'	4.13	
s _γ	1	
N _q =tg ² (45+φ'/2)*e ^{π*tgφ'}	7.82	
s _q	1	
n	0.5	
Z	13.6 m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	19 m	
c'*N _c *s _c =	151.9457815	
0.5*γ*B*N _γ *s _γ =	706.8912737	
A _s =	34353	
γ*N _q *s _q =	140.7801613	
B _s =	5631	

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 $K_s = 90000$ kN/m³.

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 limite 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 8-33: – Snellezza limite

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.

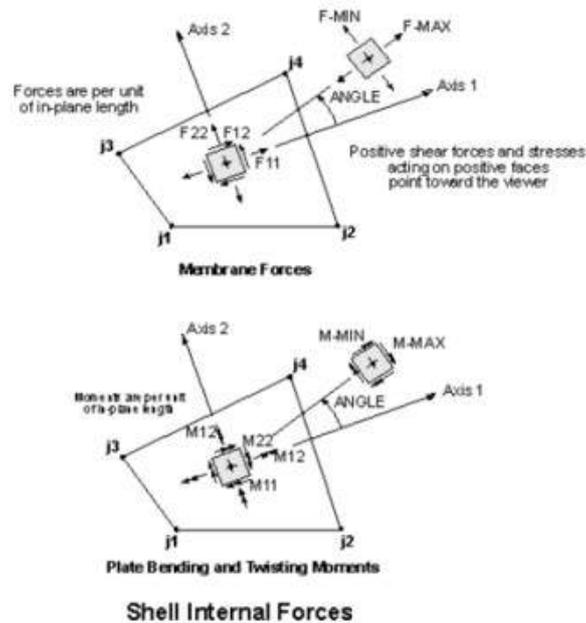


Figure 8-34: – Orientamento assi locali

8.8.2 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Fondazione a quota 395.96m s.l.m.

Fondazione a quota 395.96m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione a quota 395.96m s.l.m.

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

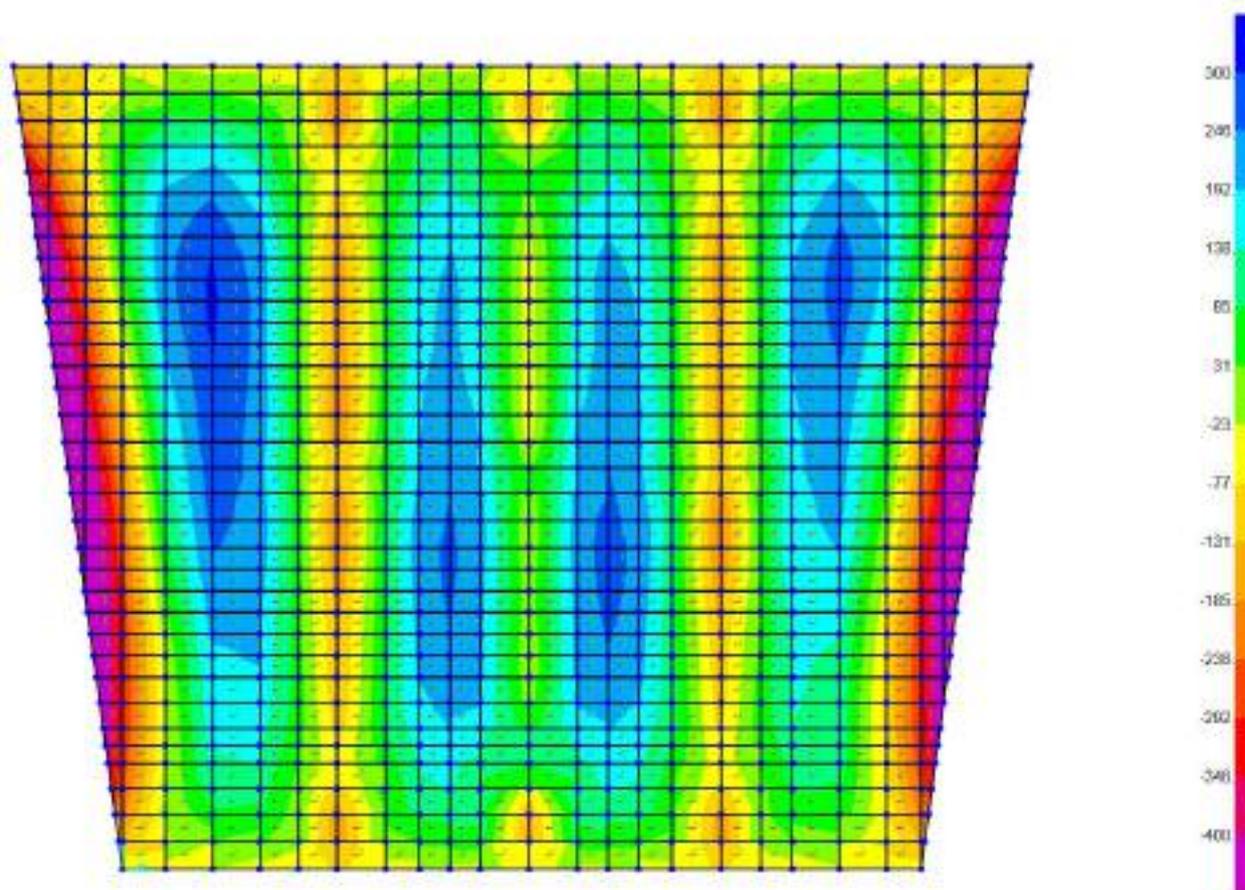


Figure 8-35: – M11,max

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

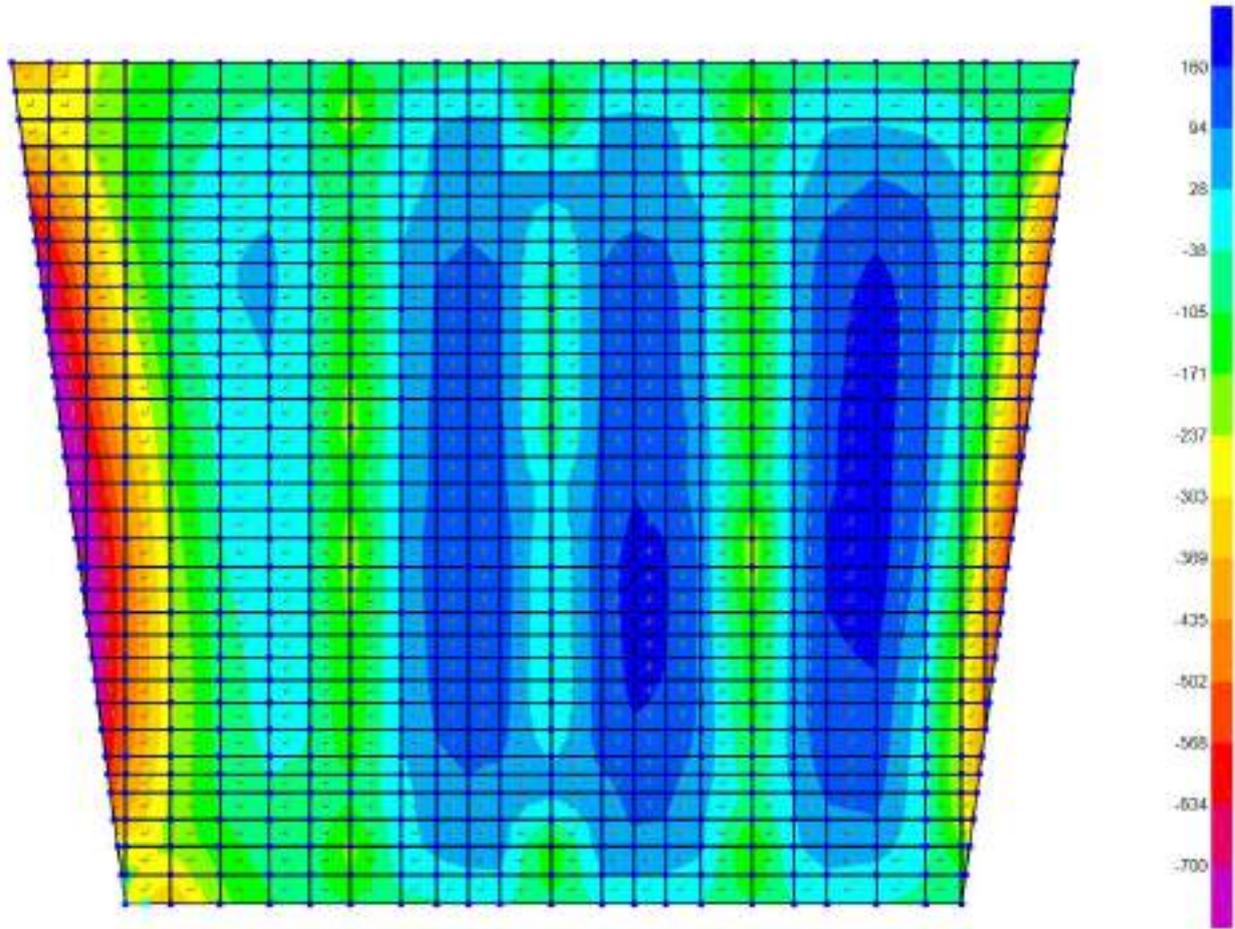


Figure 8-36: – M11,min

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

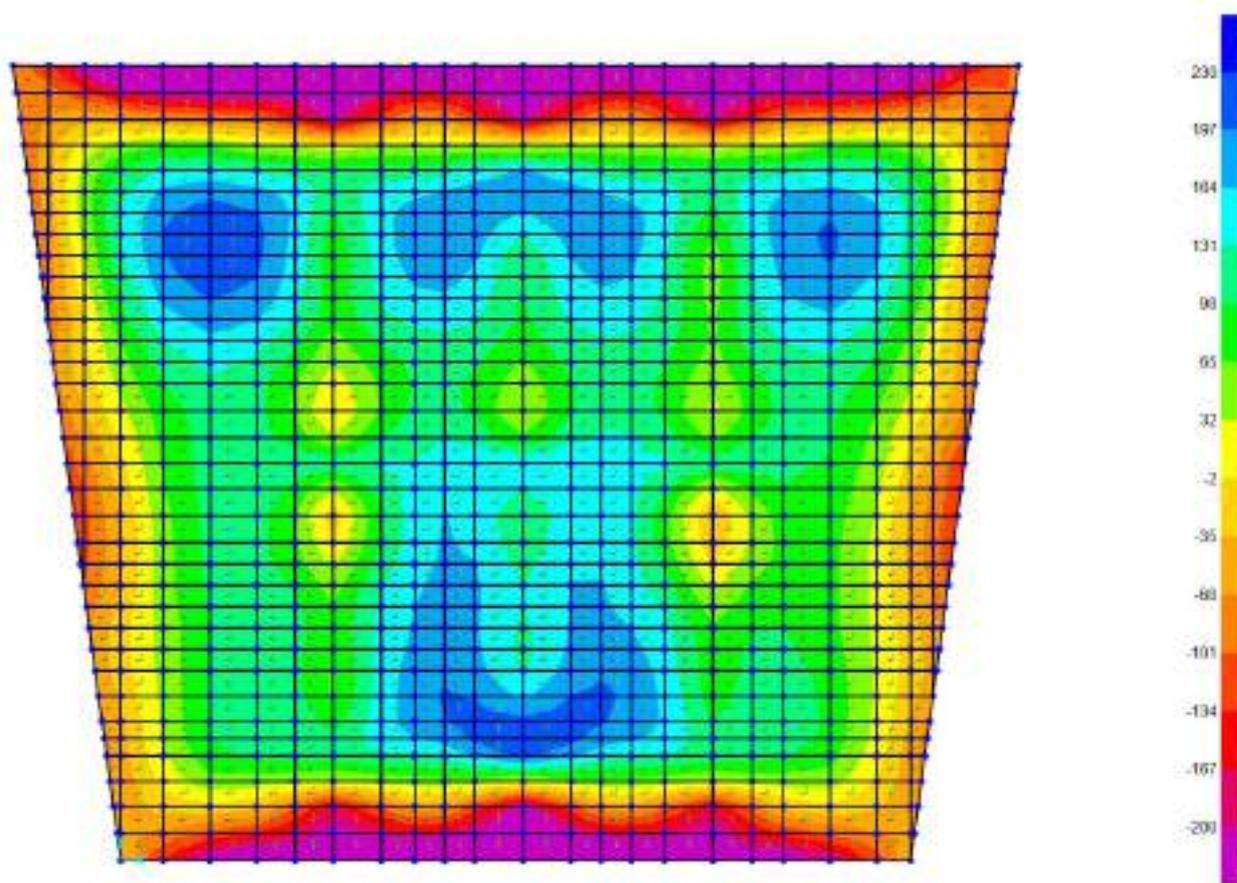


Figure 8-37: – $M_{22,max}$

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

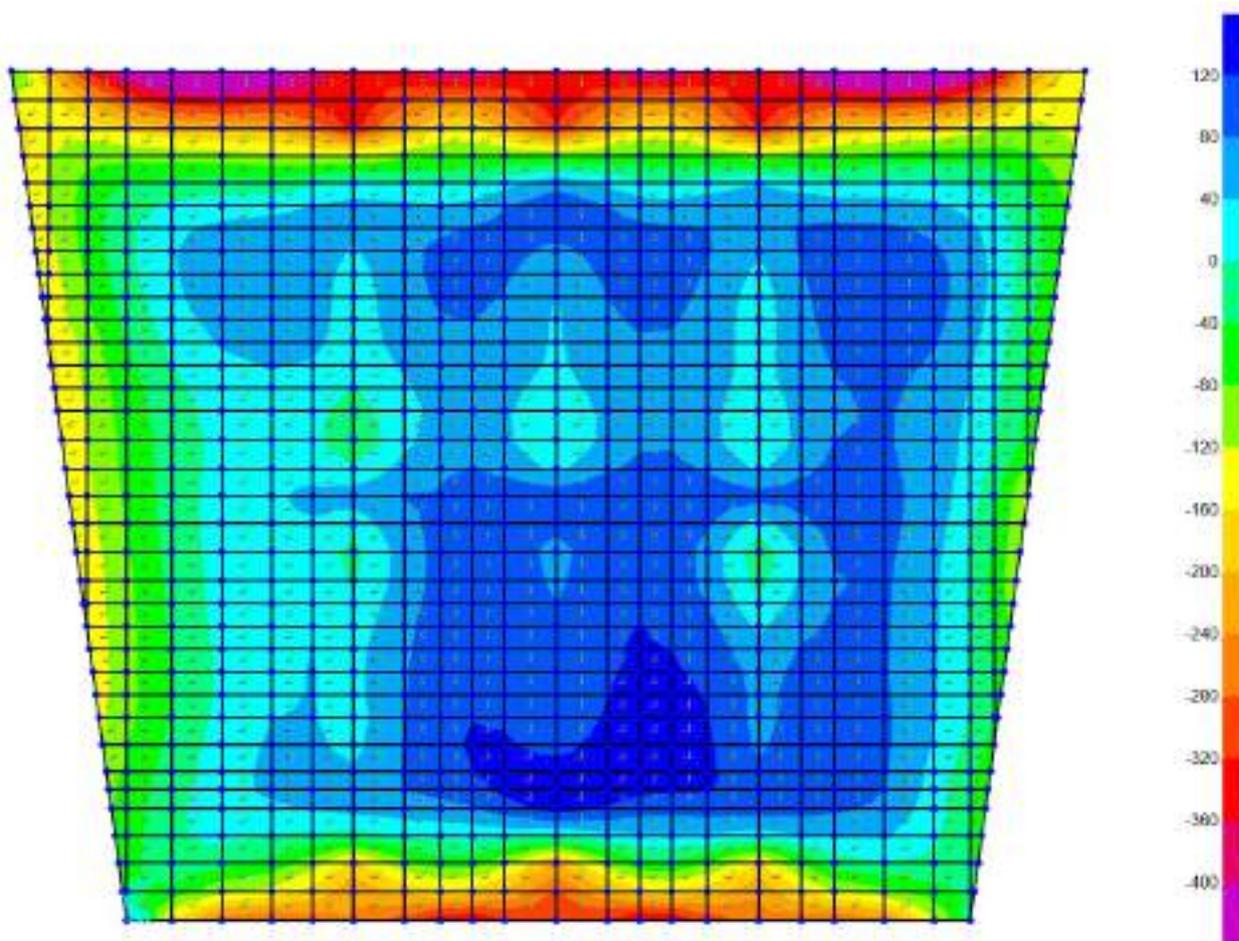


Figure 8-38: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

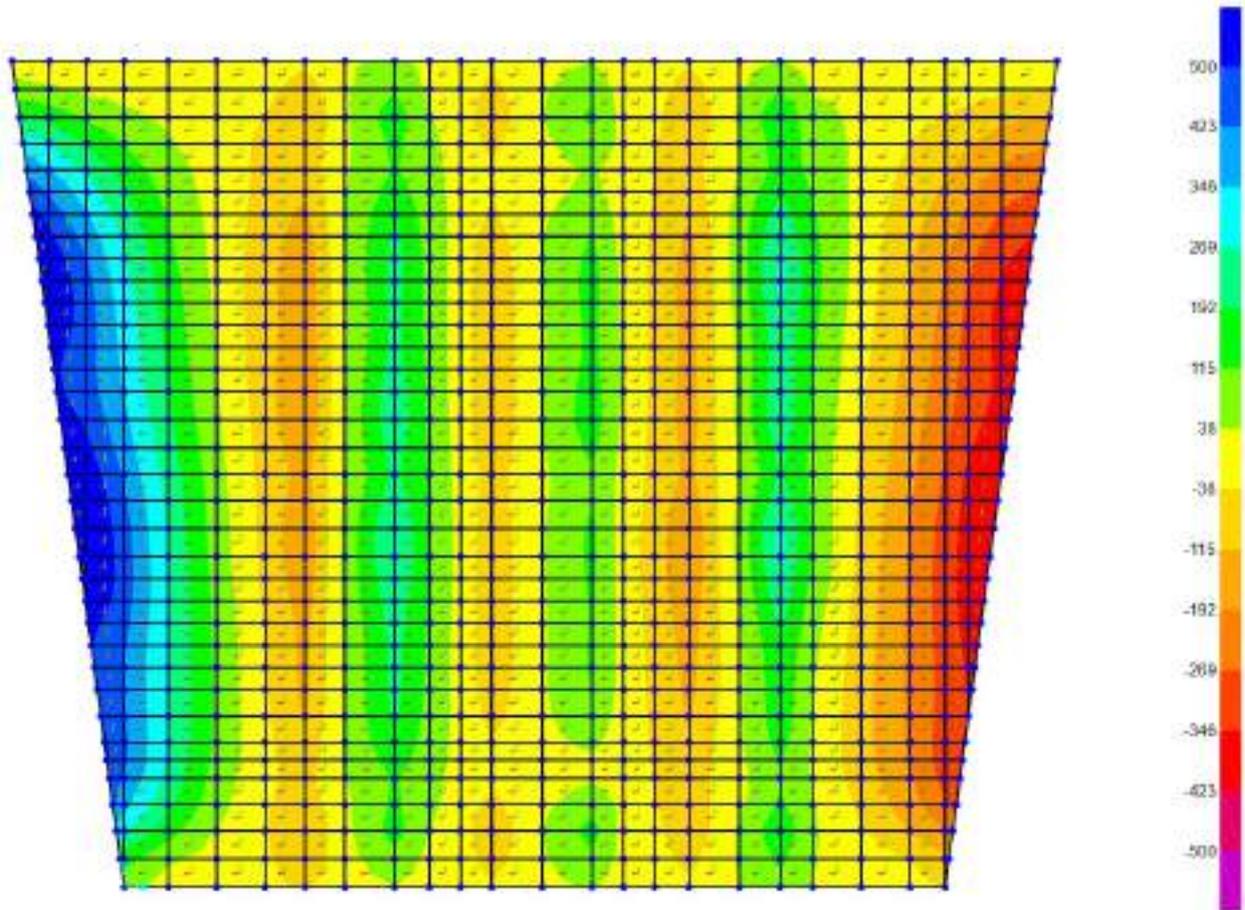


Figure 8-39: – V13,max

Fondazione a quota 395.96m 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

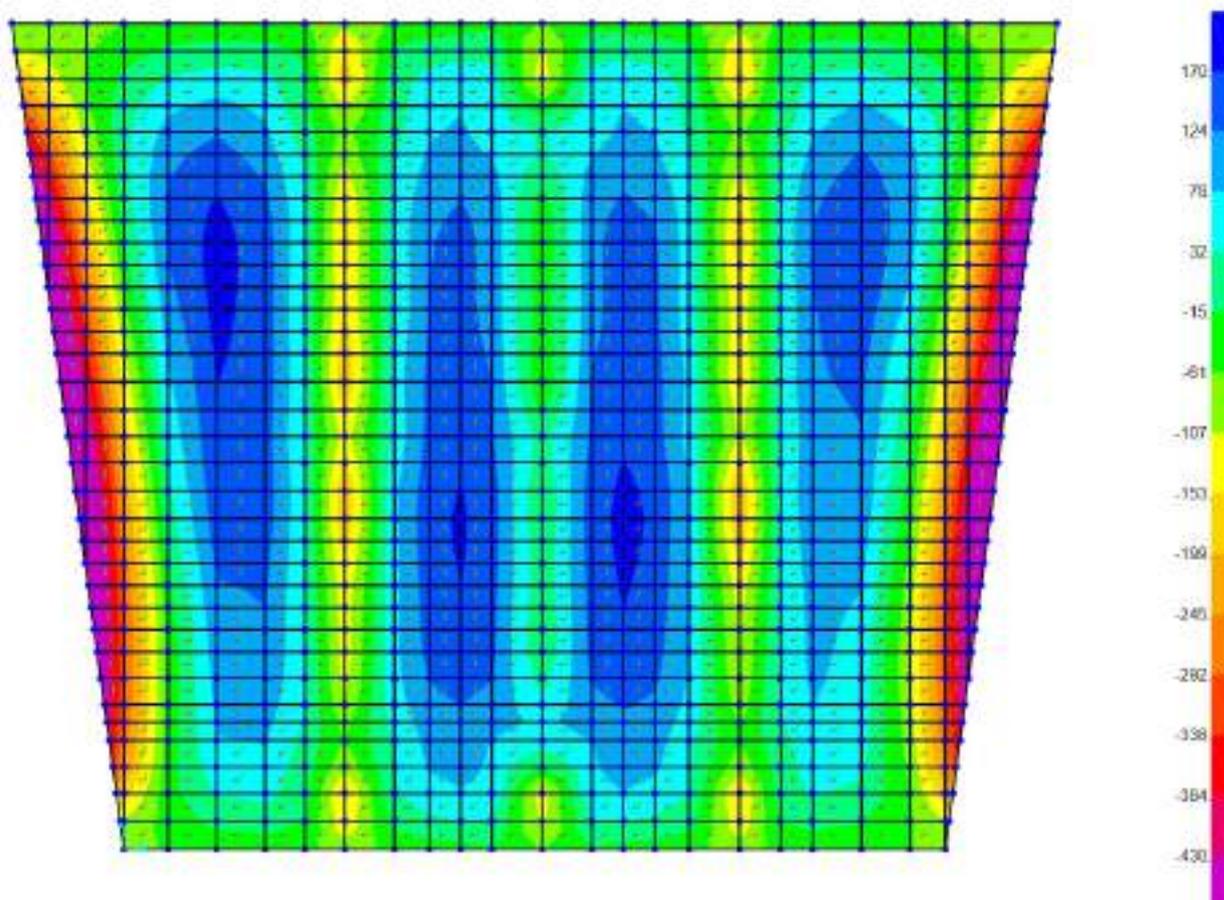


Figure 8-40: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

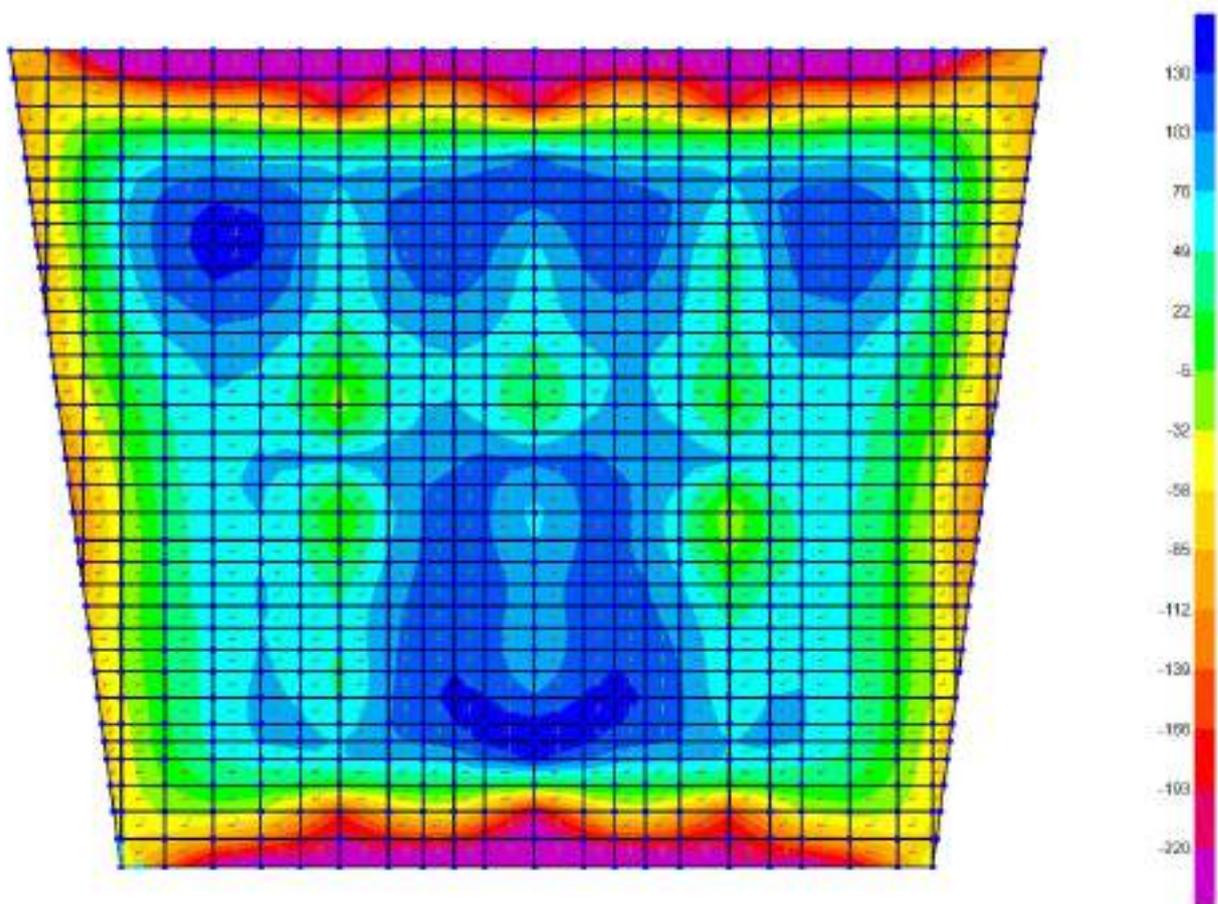


Figure 8-41: – M22

Fondazione a quota 395.96m 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)

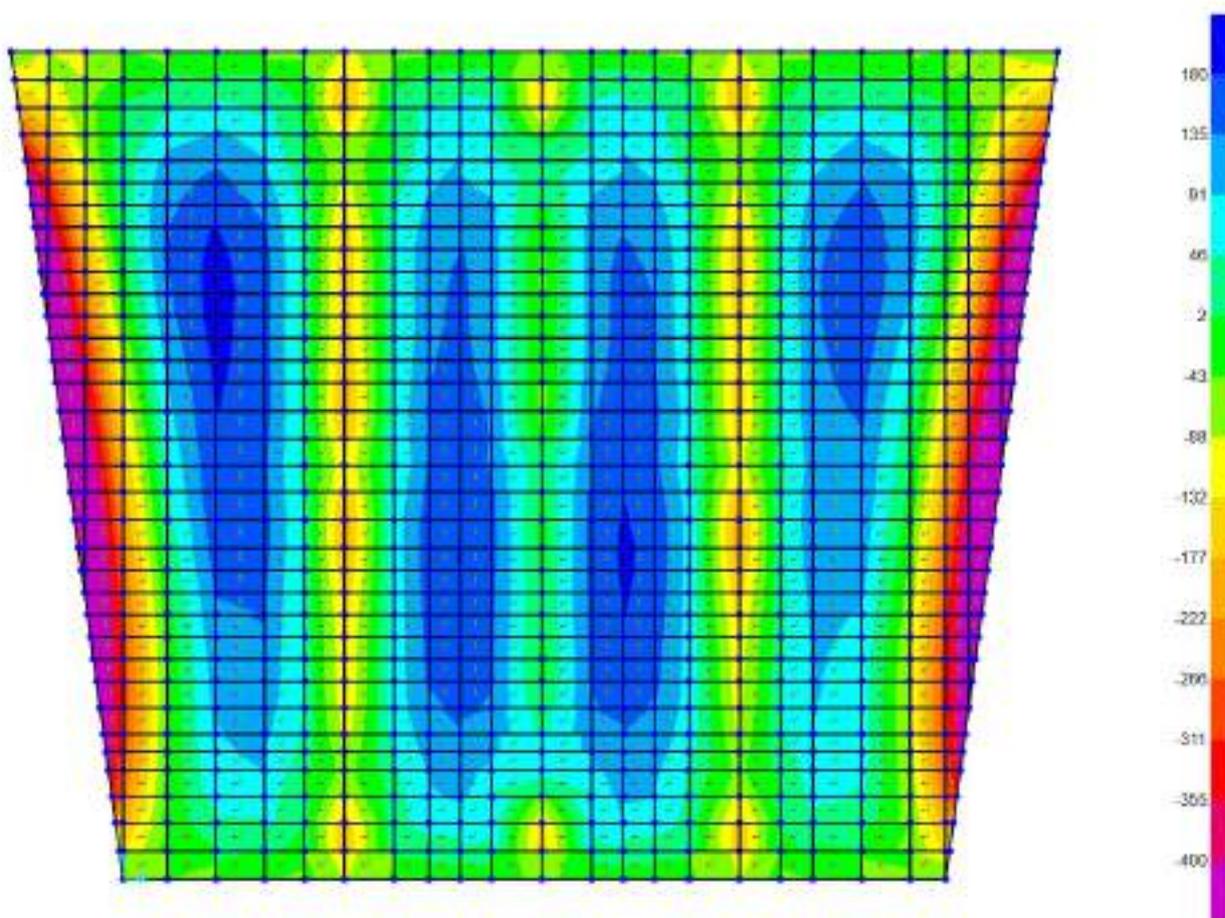


Figure 8-42: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

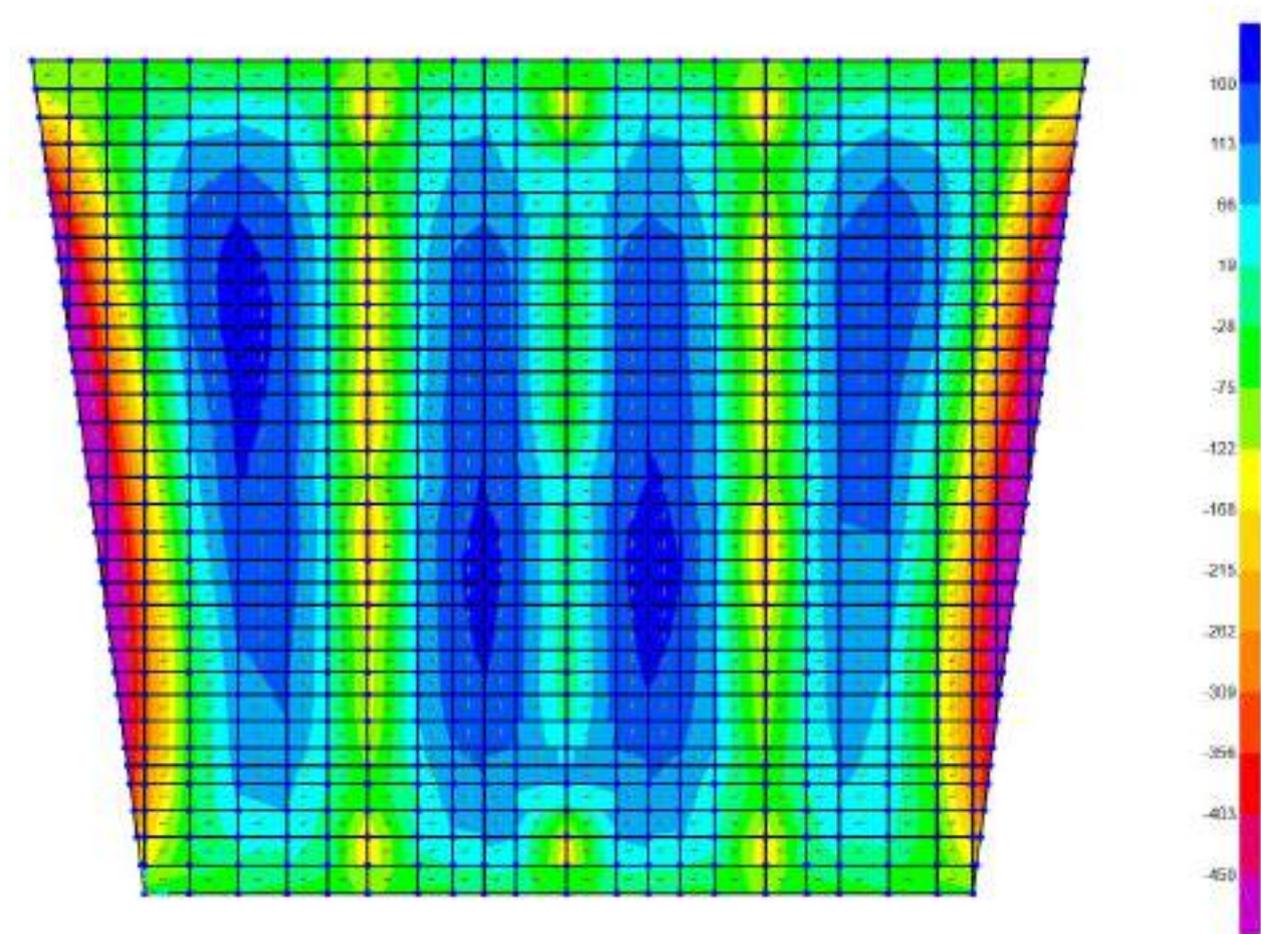


Figure 8-43: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

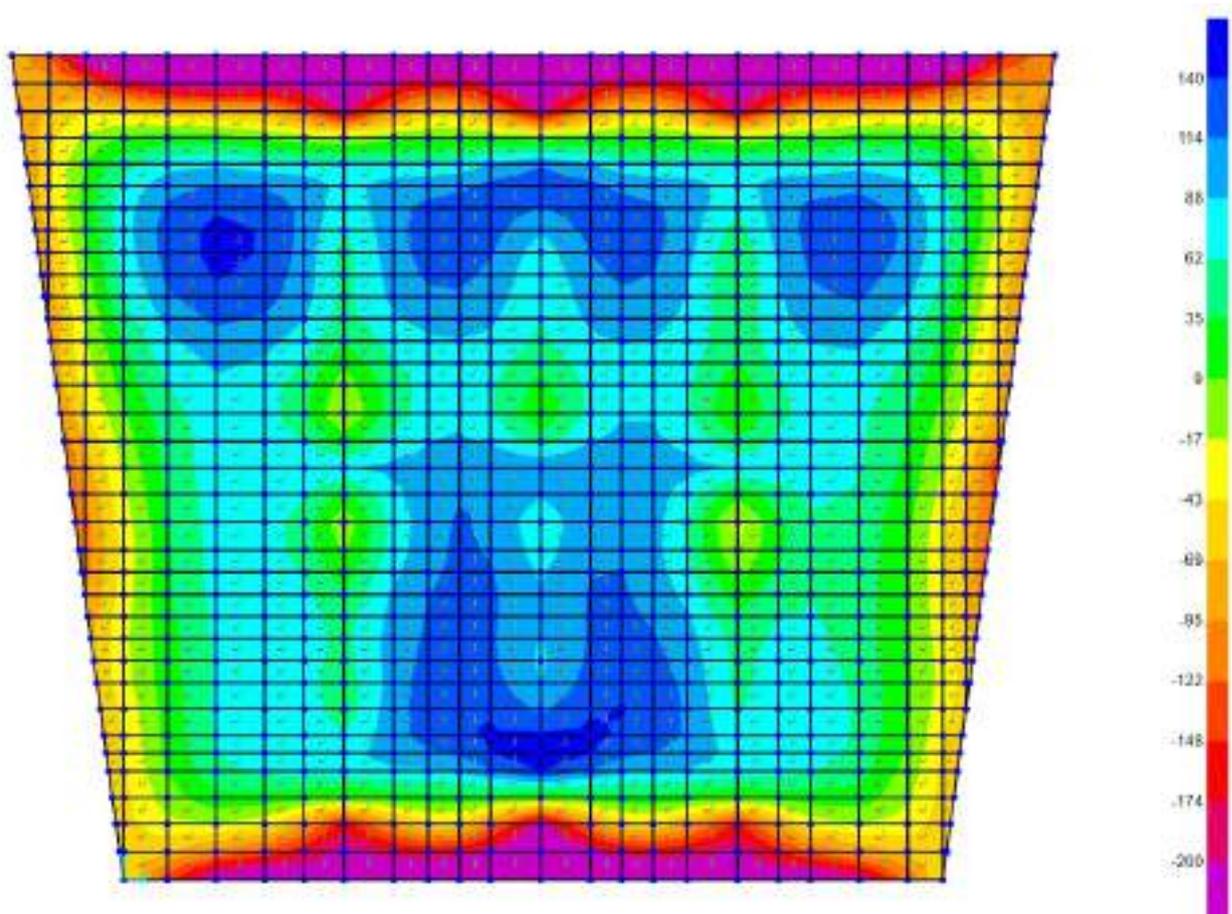


Figure 8-44: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

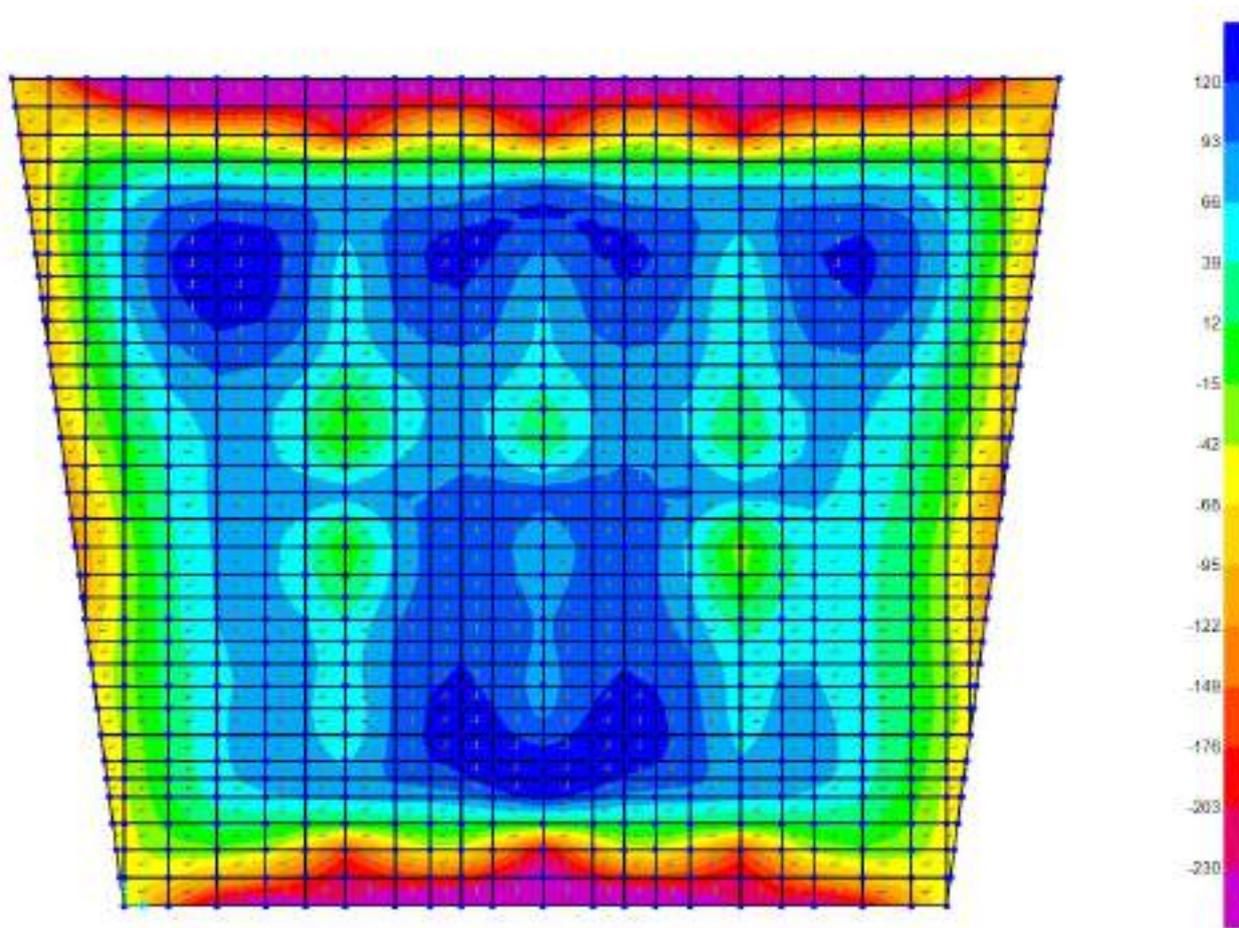


Figure 8-45: – M22,min

Fondazione a quota 395.96m 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)

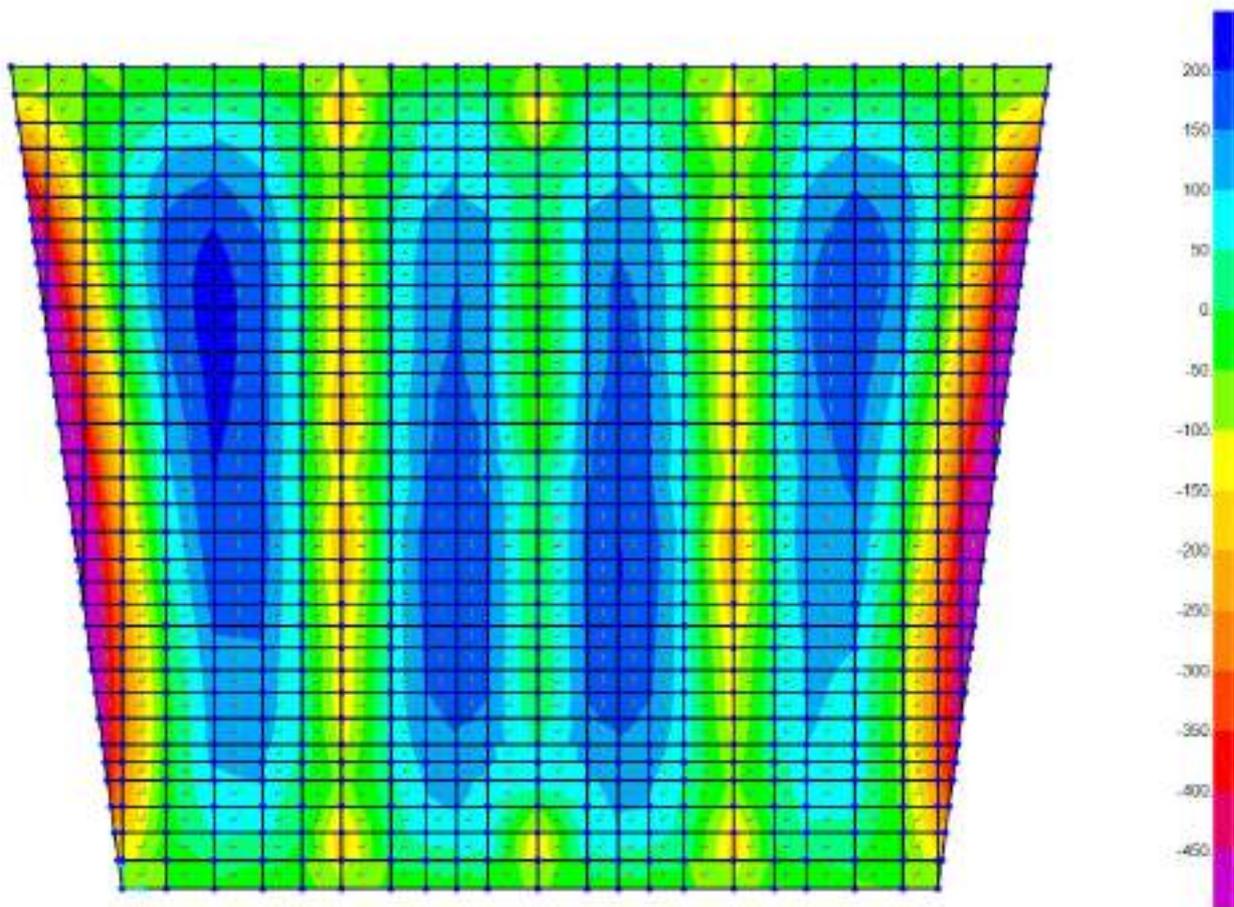


Figure 8-46: – $M_{11,max}$

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

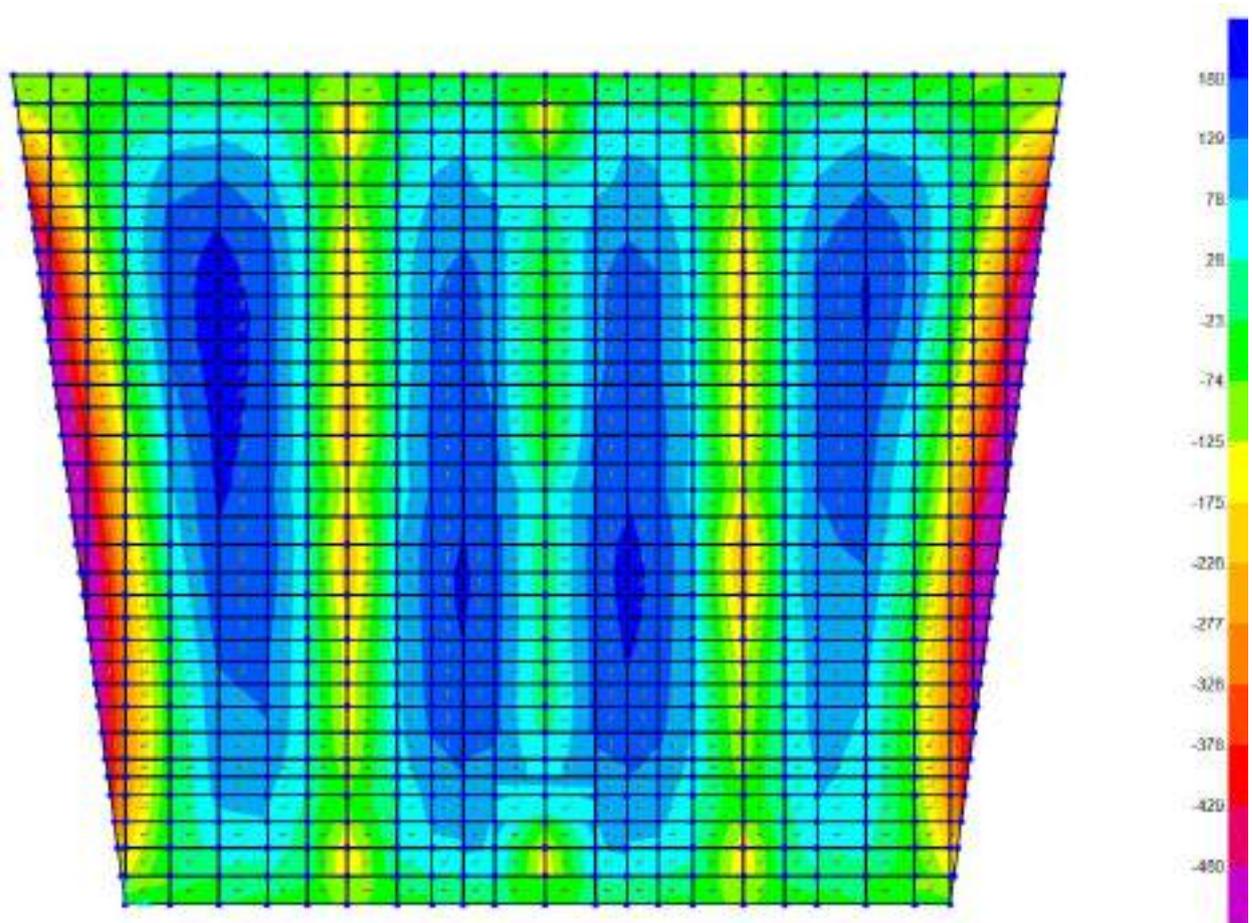


Figure 8-47: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

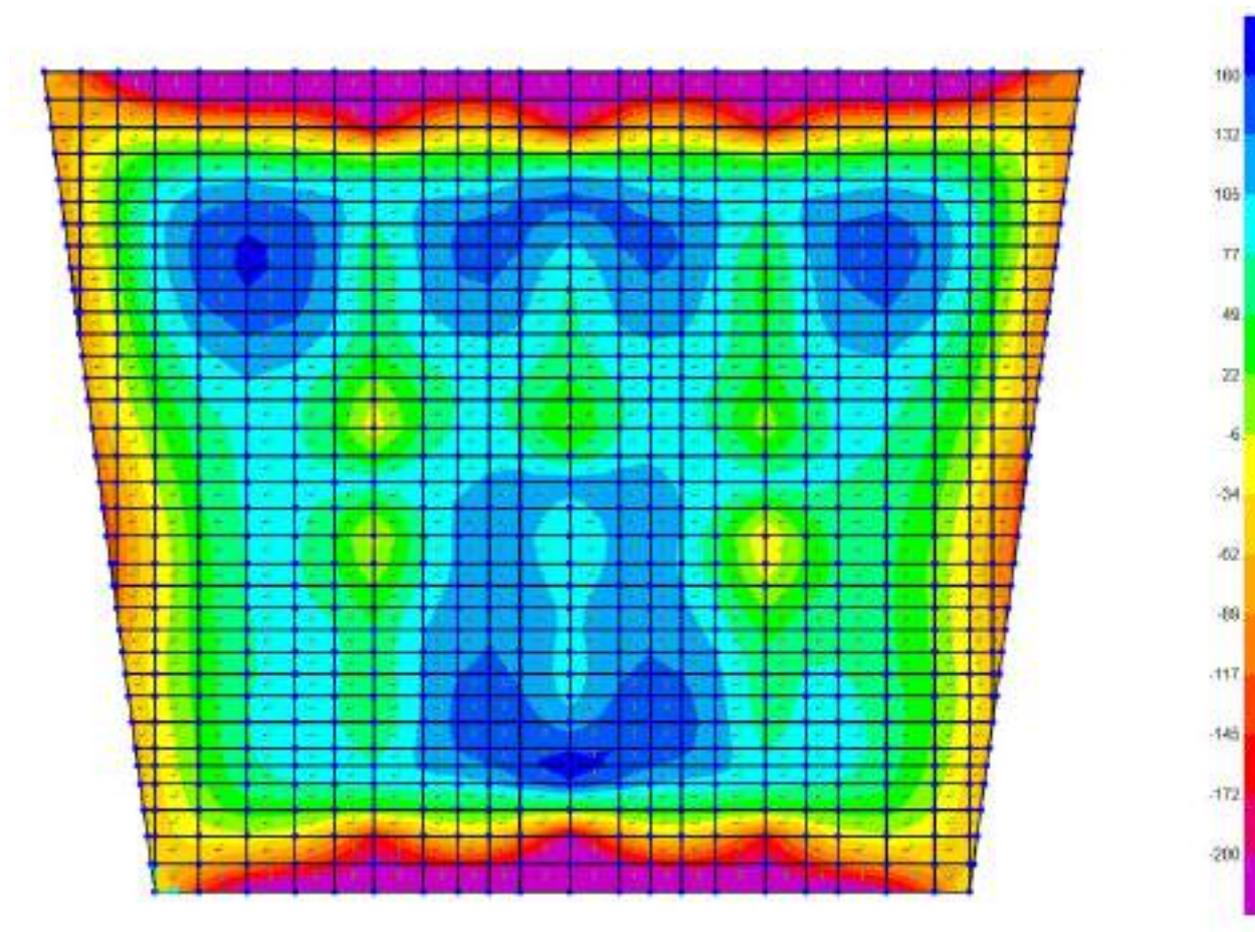


Figure 8-48: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

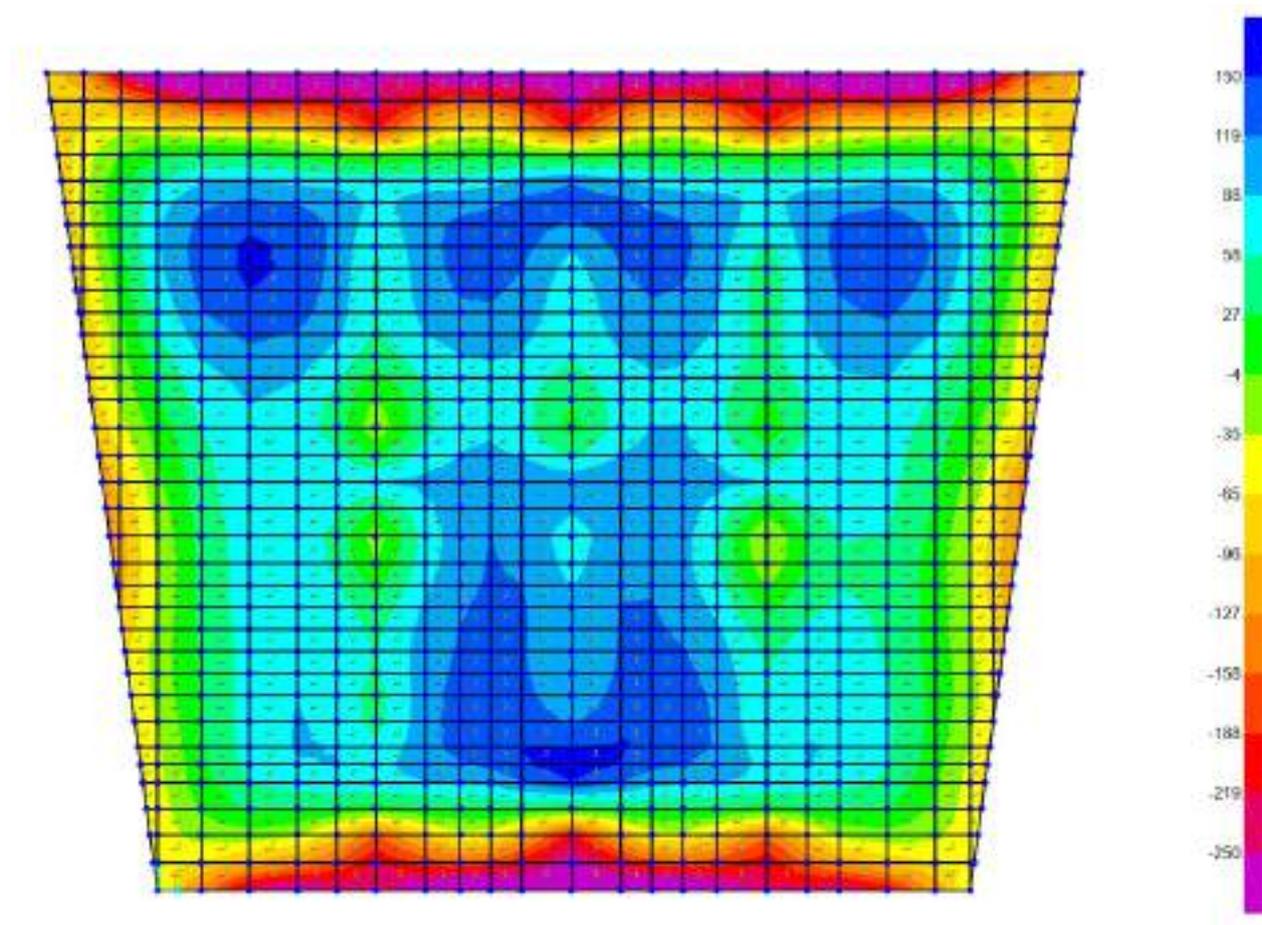


Figure 8-49: – M22,min

Verifiche Fondazione a quota 395.96m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 150cm ed è armata con 10 ϕ 24 al lembo superiore e 10 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
	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:	150.0	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	700.00	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	

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	480.00

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	450.00 (1383.71)

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	430.00 (1383.71)

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	700.00	-0.15	2445.99	3.494	141.4	0.06	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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	1.64	150.0	0.00	116.4	-80.0	142.8	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	-0.00040	0.00012	0.50	0.60	0.000225 (0.000225)	366	0.082 (0.30)	1383.71

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	1.47	150.0	0.00	116.4	-71.7	142.8	18.0	1800	45.2	9.5

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	-0.00038	0.00011	0.50	0.40	0.000215 (0.000215)	366	0.079 (0.20)	1383.71

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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	150.0	cm
Barre inferiori:	10Ø24	(45.2 cm ²)
Barre superiori:	10Ø24	(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	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	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	230.00 (1366.24)

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	220.00 (1366.24)

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	400.00	0.23	2396.05	5.990	139.6	0.07	0.70	45.2 (24.5)

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	0.89	150.0	0.00	116.4	-42.6	140.4	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	-0.00021	0.00006	0.50	0.60	0.000118 (0.000118)	502	0.059 (0.30)	1366.24

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	0.79	150.0	0.00	116.4	-37.5	140.4	24.0	2400	45.2	9.0

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	-0.00020	0.00006	0.50	0.40	0.000113 (0.000113)	502	0.057 (0.20)	1366.24

Nei confronti delle azioni di taglio non è necessario disporre una specifica armatura. Si considerano comunque spilli $\phi 10/200 \times 200$ nelle zone a ridosso dei setti verticali dove le sollecitazioni sono massime. 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	$A_{s1} = 10$	$\emptyset 24$	$= 45.24 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff riduttivo	$A_{s2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1428$	mm altezza utile	$A_{s3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			45.24 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 500.0 \text{ kN}$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.374 < 2$
 $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.319$
 $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.003 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$

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

$V_{Rd} = 509.7 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 455.5 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 509.7 \text{ kN}$ valore di calcolo

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

Orizzontamento intermedio a quota 402.91

Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio intermedio a quota 402.91m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

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

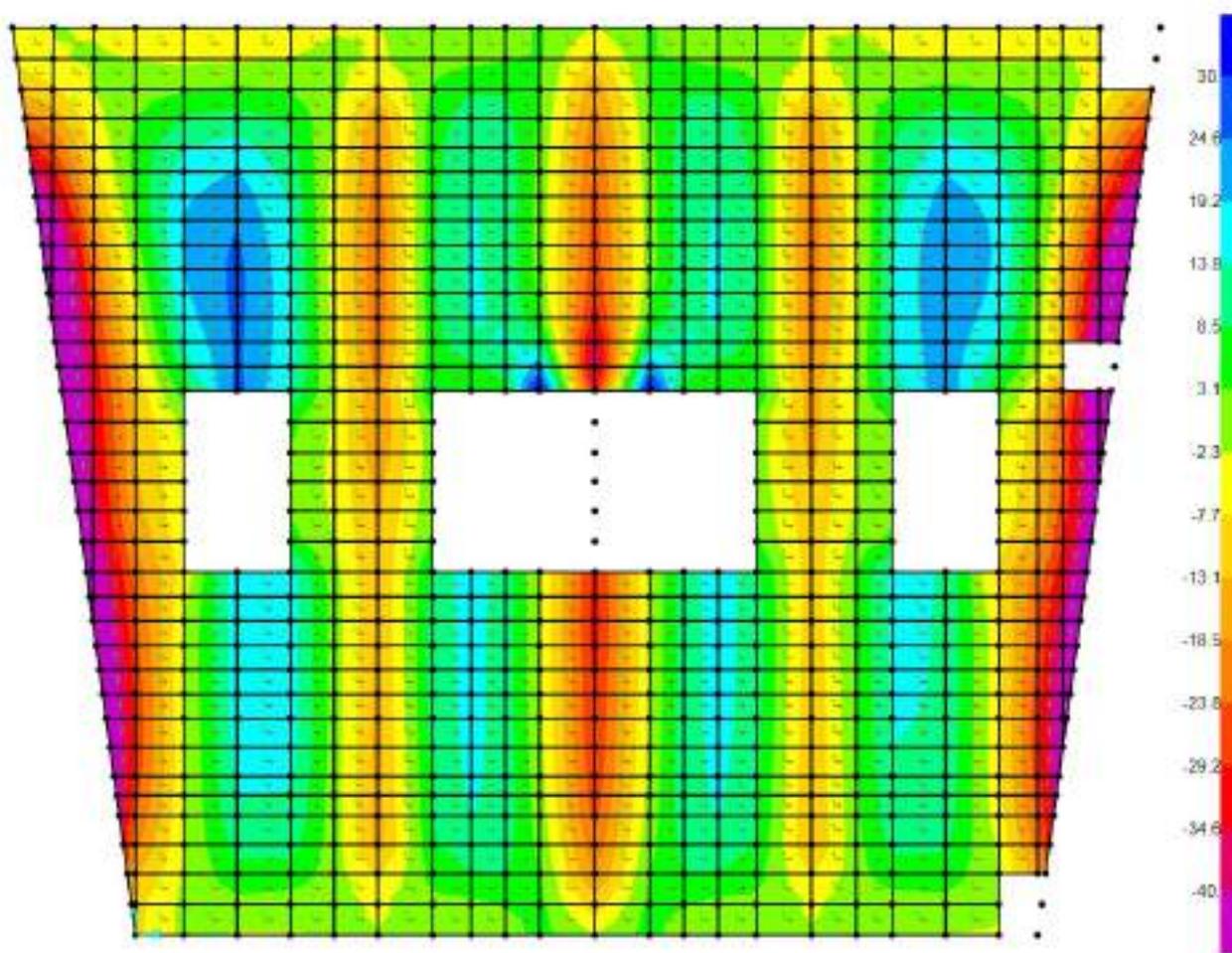


Figure 8-50: – M11,max

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

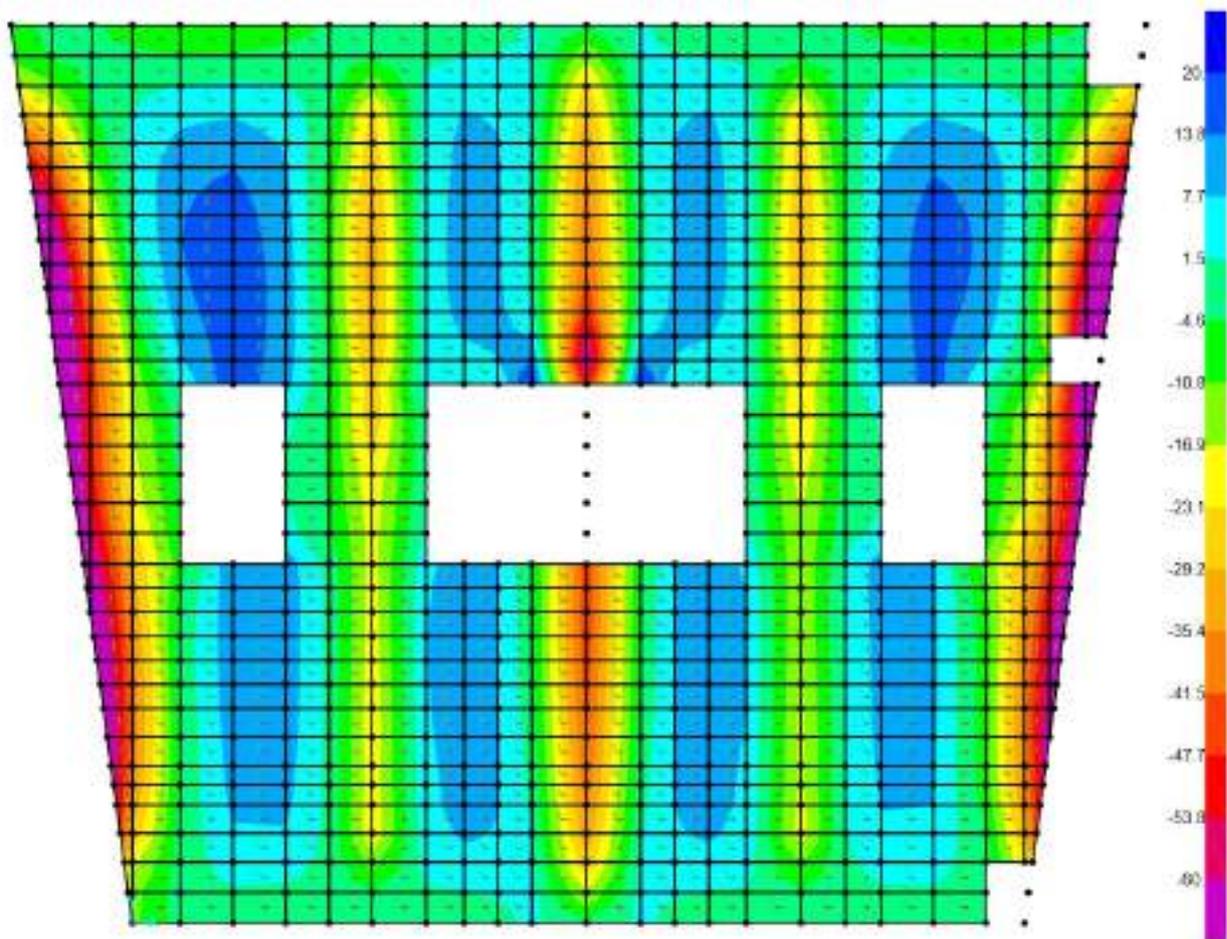


Figure 8-51: – M11,min

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

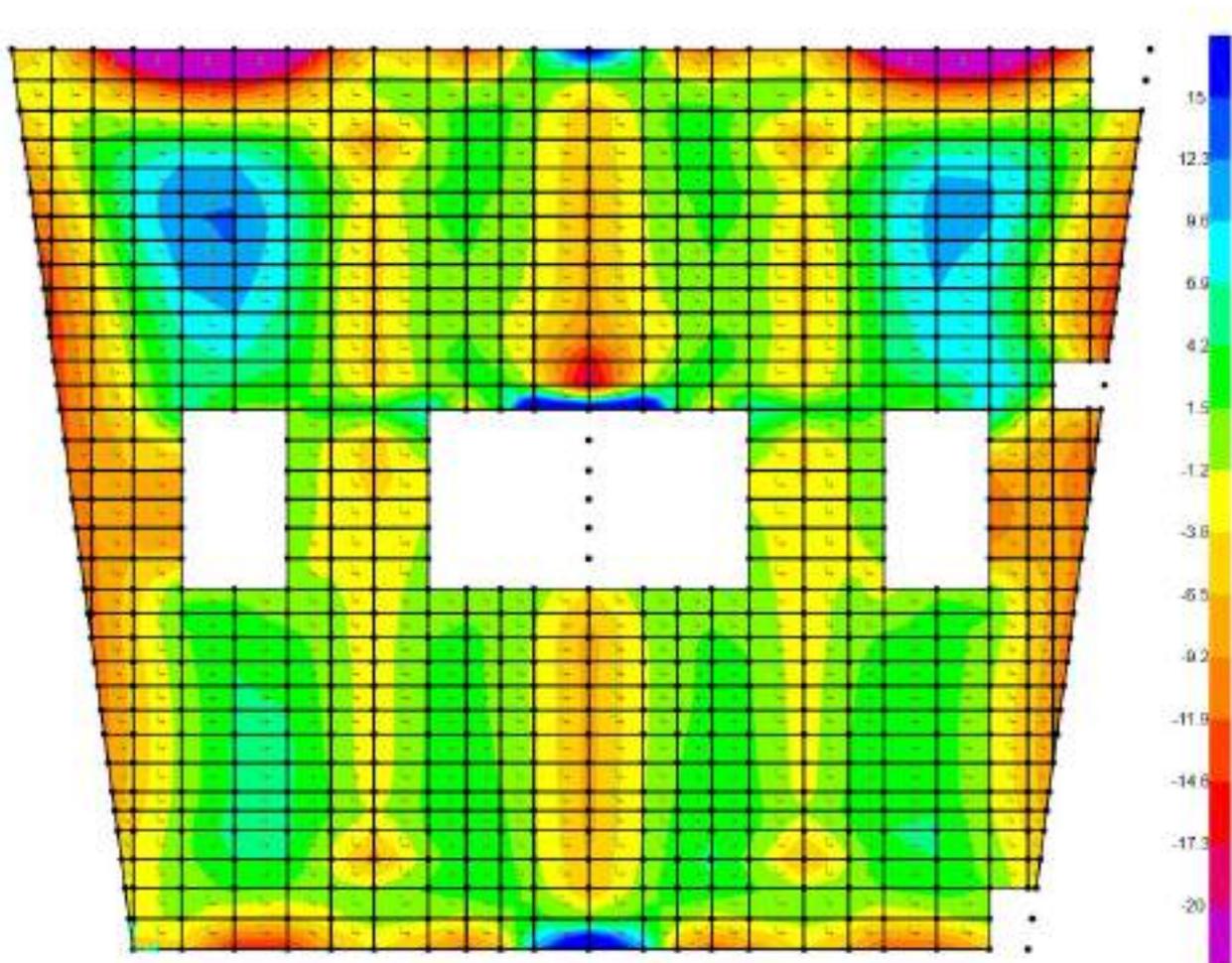


Figure 8-52: – M22,max

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

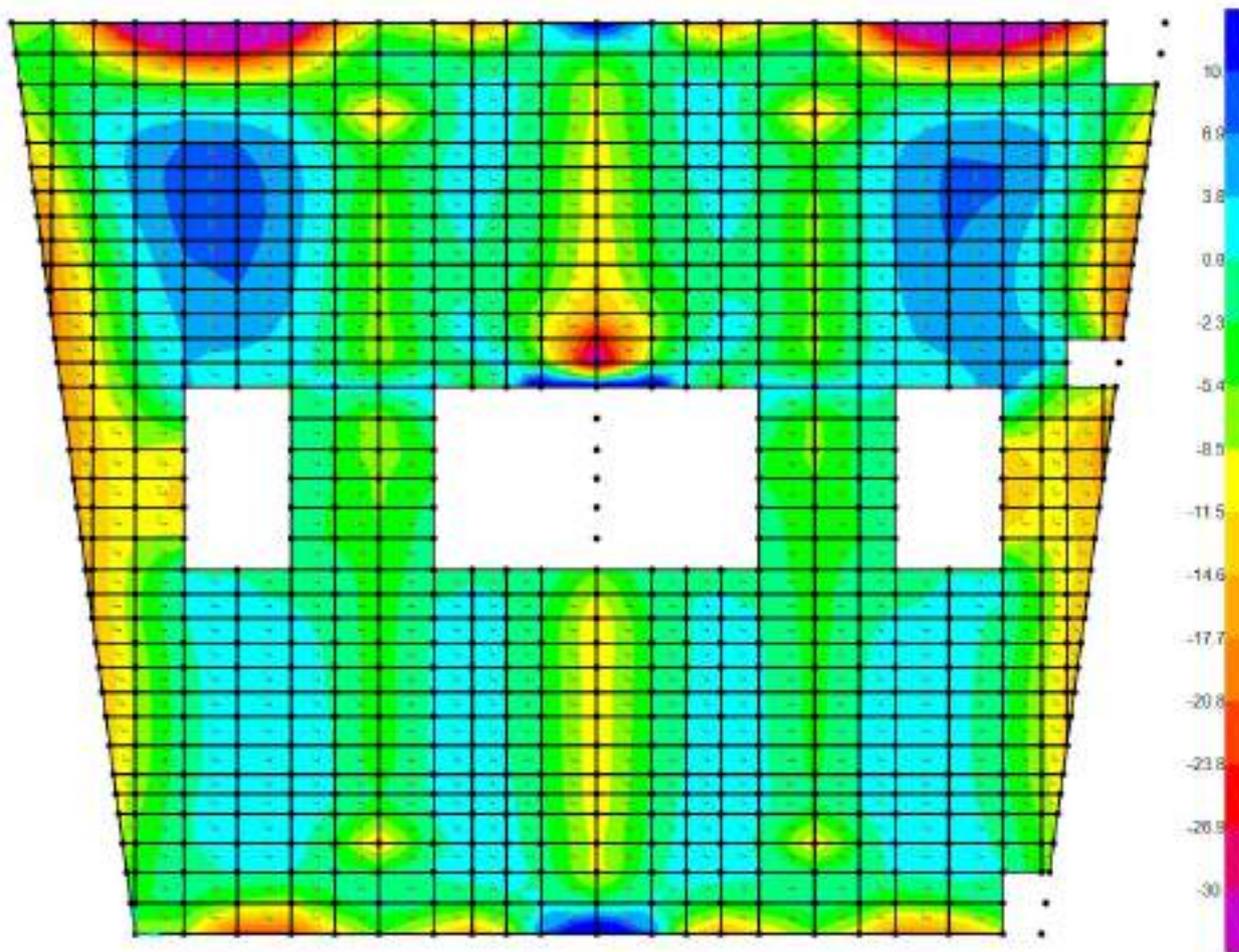


Figure 8-53: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori massimi)

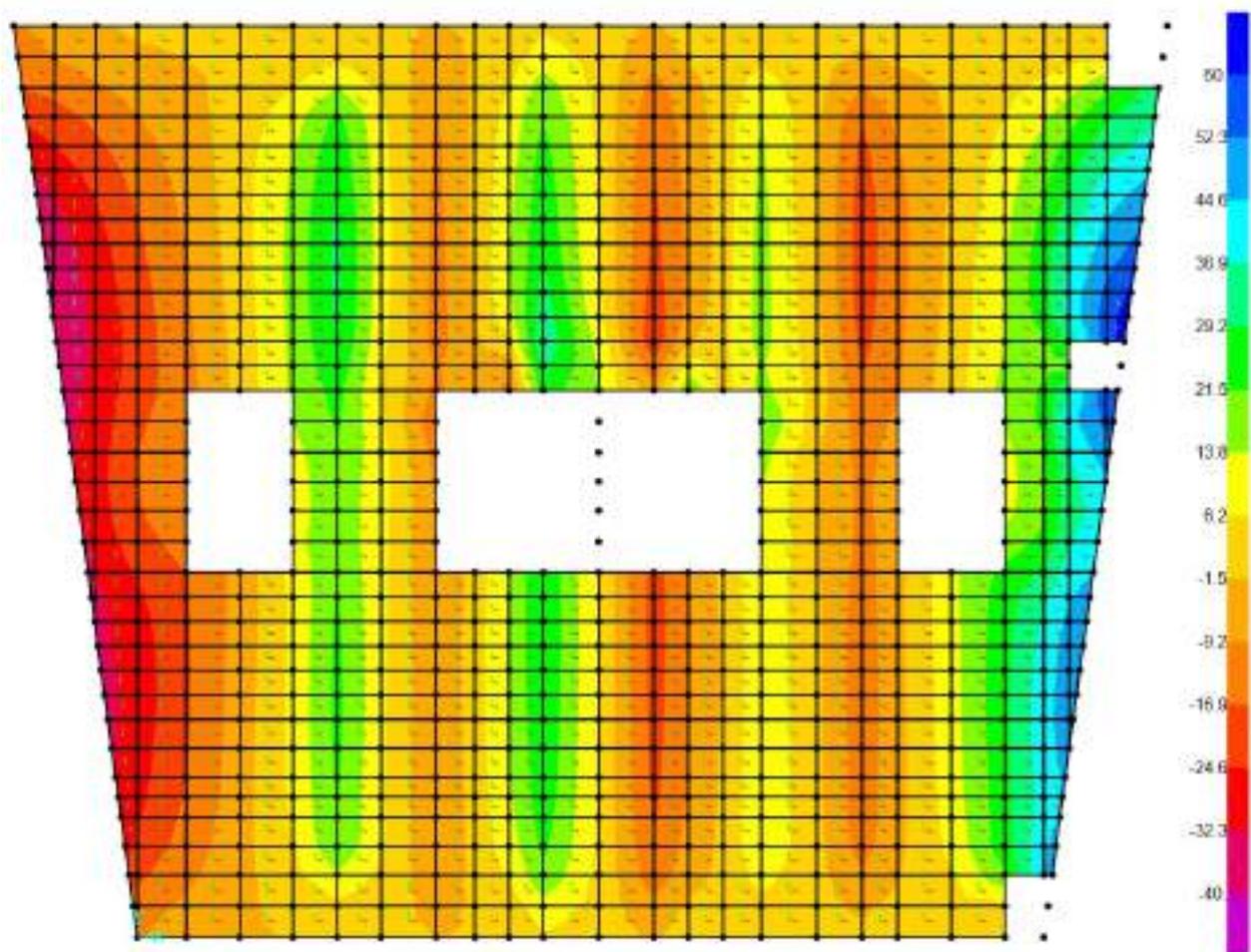


Figure 8-54: – V13,max

Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLE Quasi permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio intermedio a quota 402.91m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi permanente.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

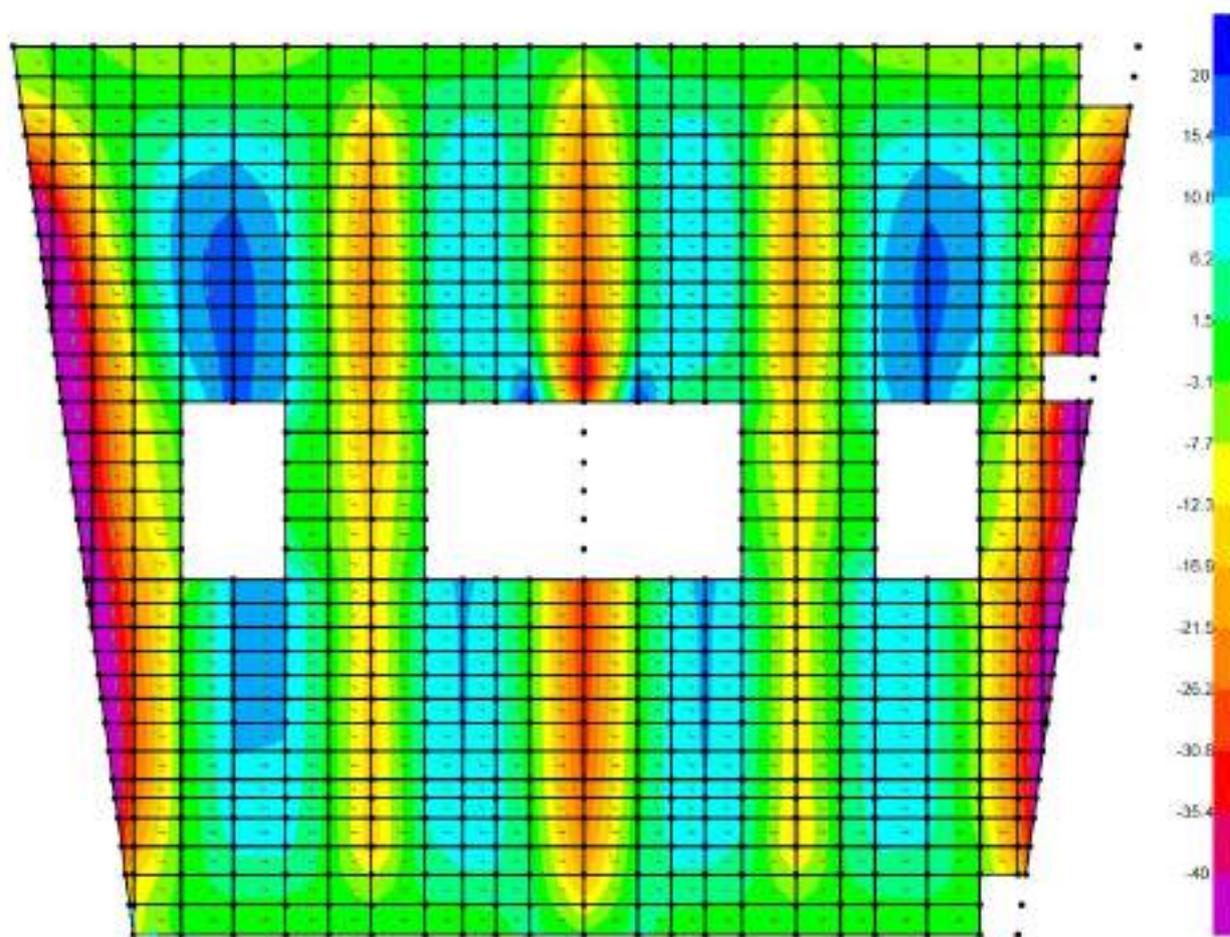


Figure 8-55: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

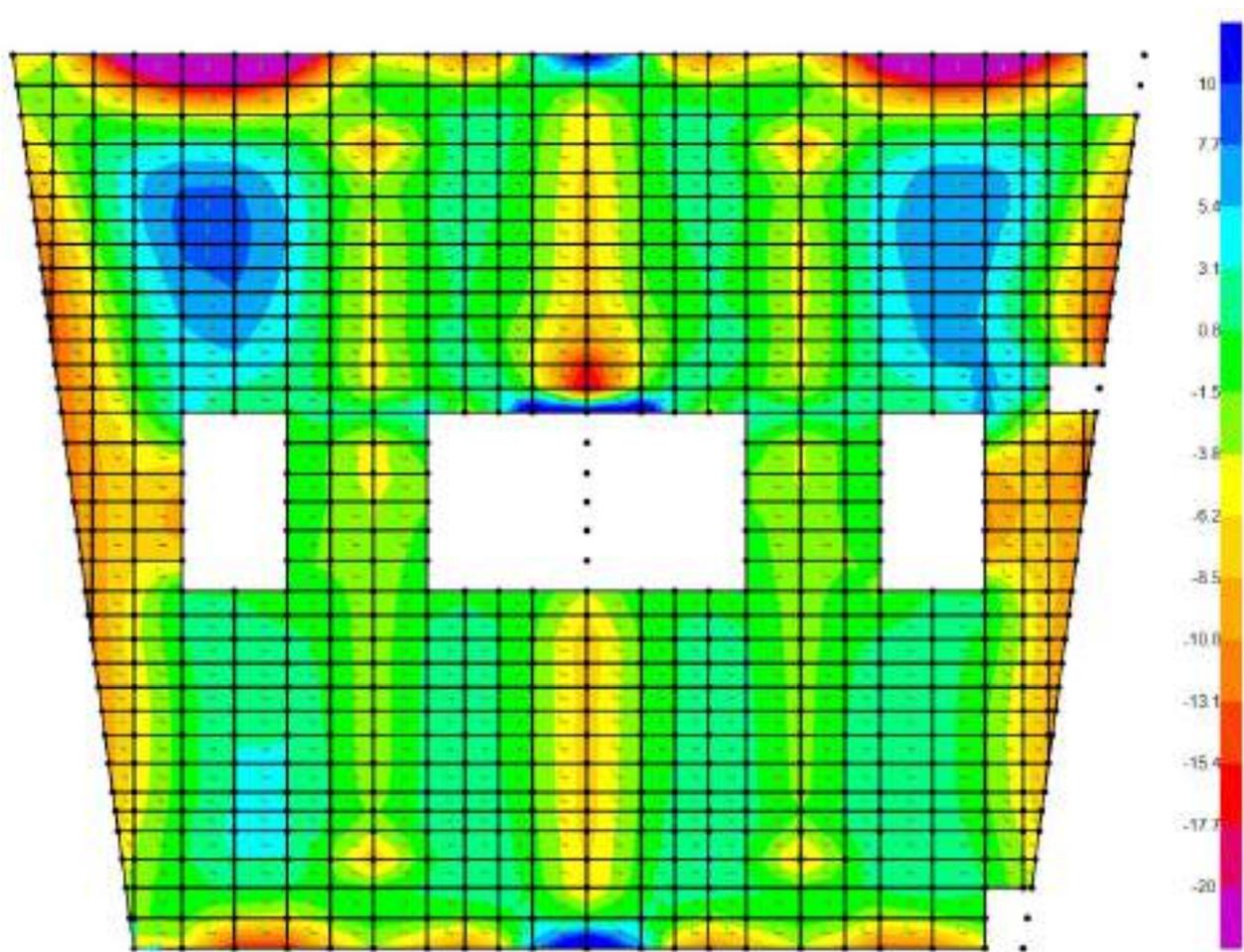


Figure 8-56: – M22

Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio intermedio a quota 402.91m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente.

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

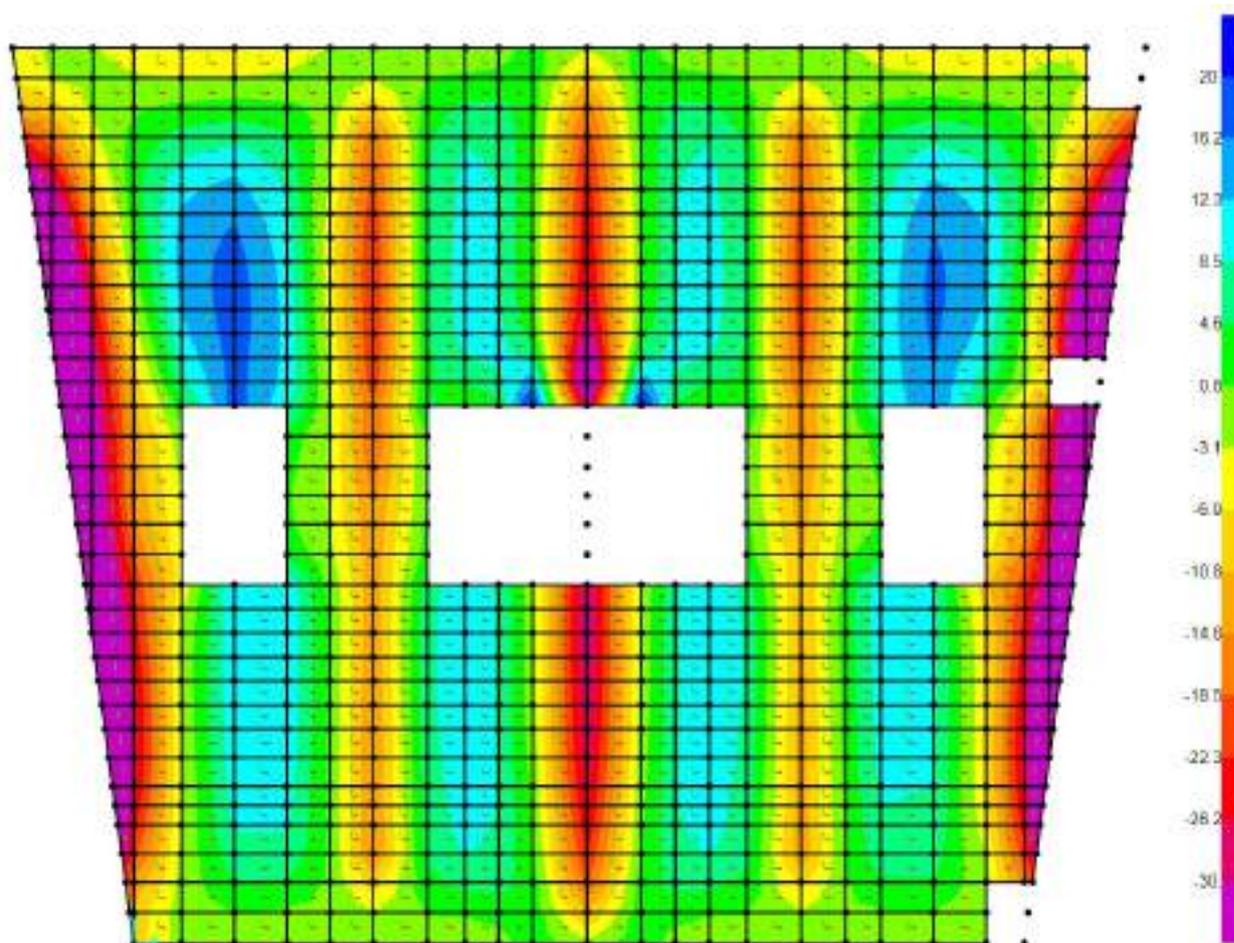


Figure 8-57: - M11,max

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

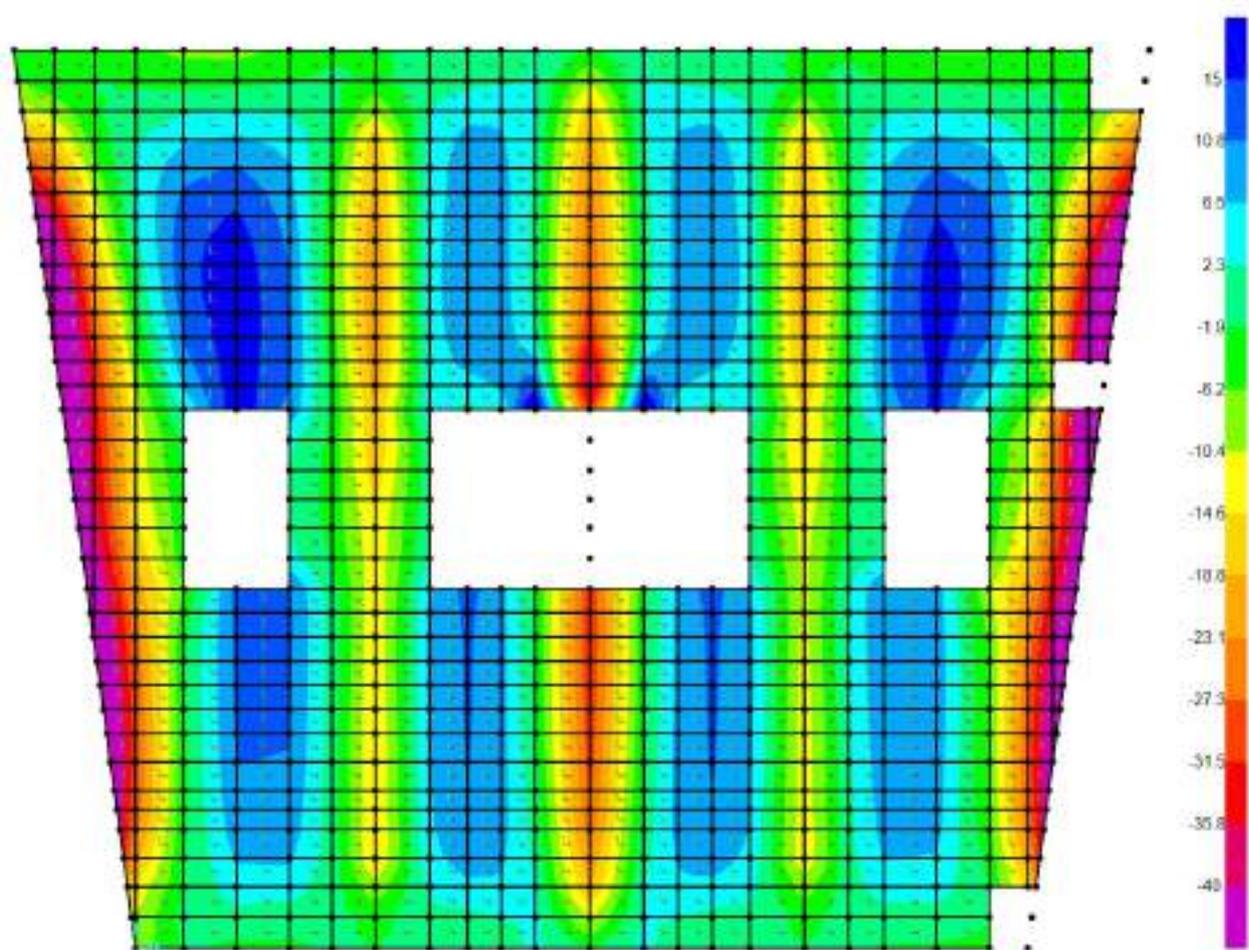


Figure 8-58: – M11,min

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

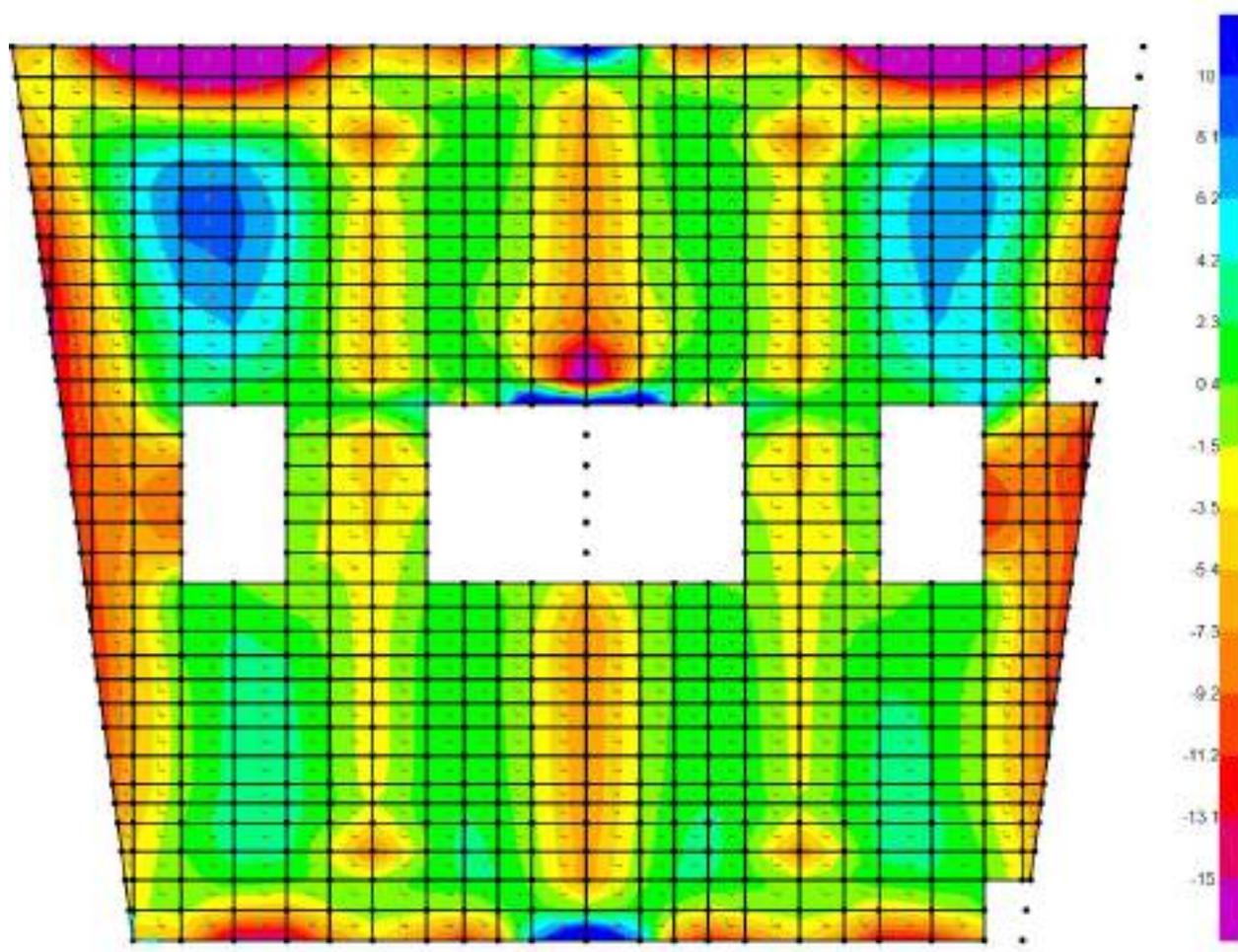


Figure 8-59: – $M_{22,max}$

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

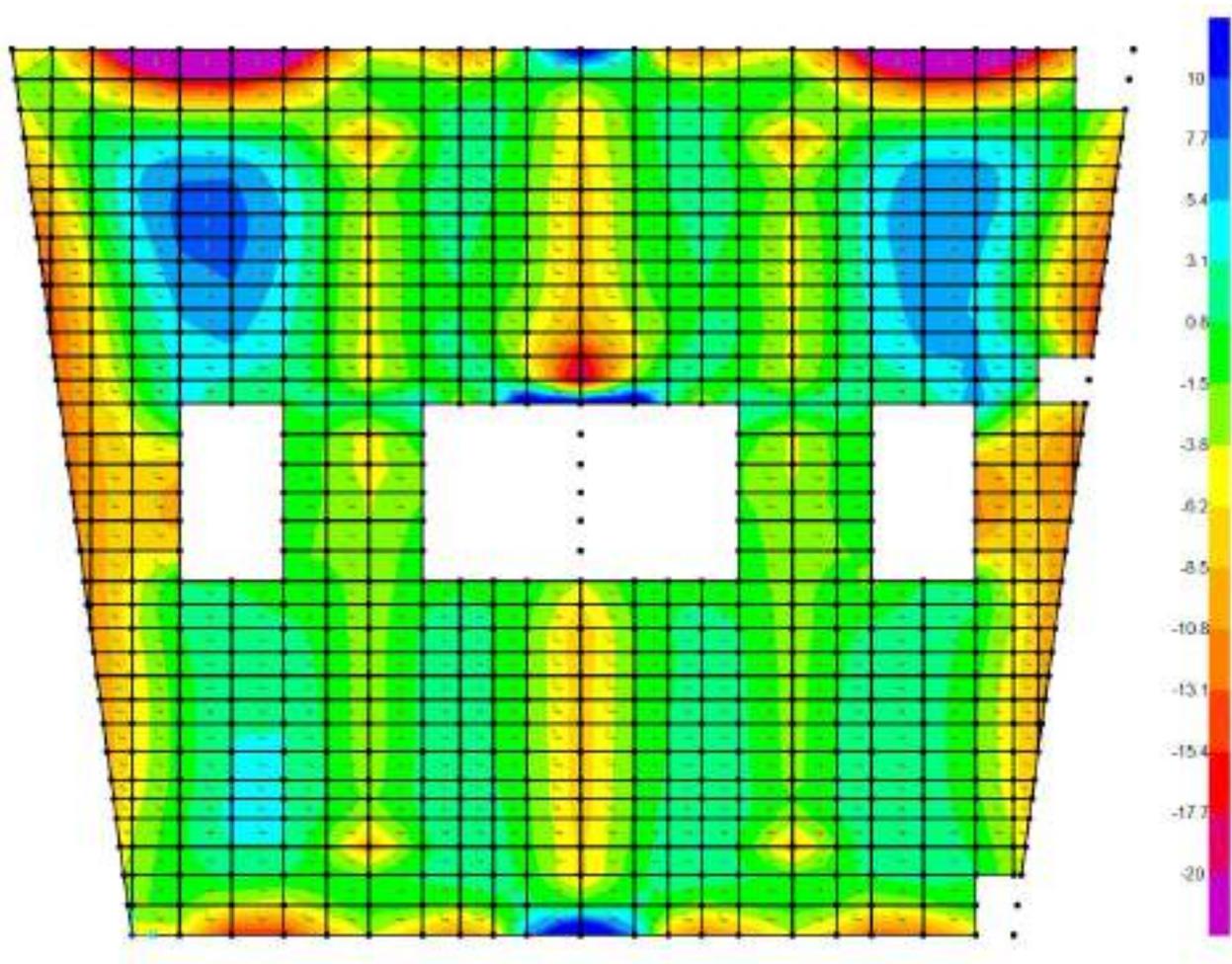


Figure 8-60: – $M_{22,min}$

Orizzontamento intermedio a quota 402.91 - SLE Rara

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il solaio intermedio a quota 402.91m s.l.m., per le combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara.

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

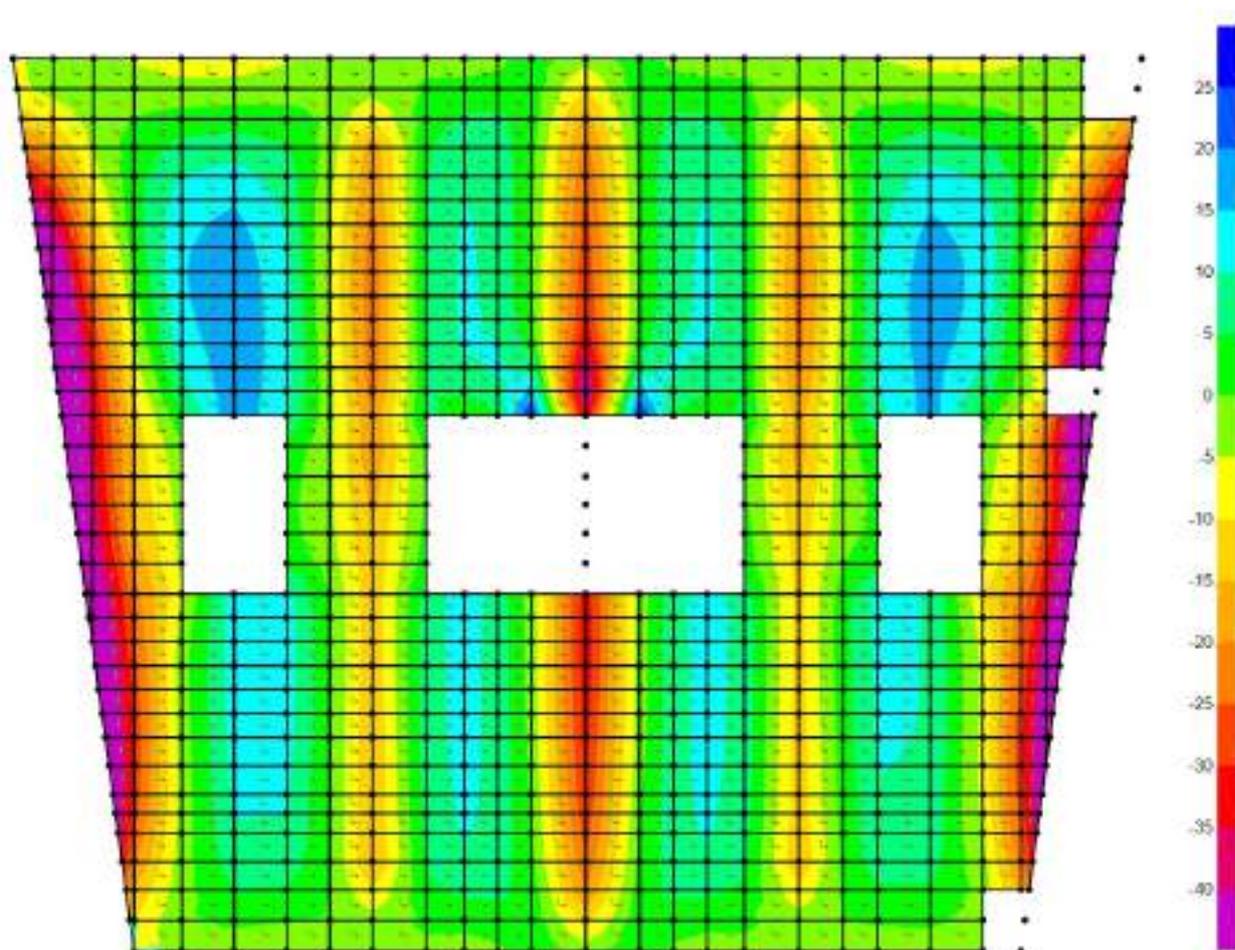


Figure 8-61: – $M_{11,max}$

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

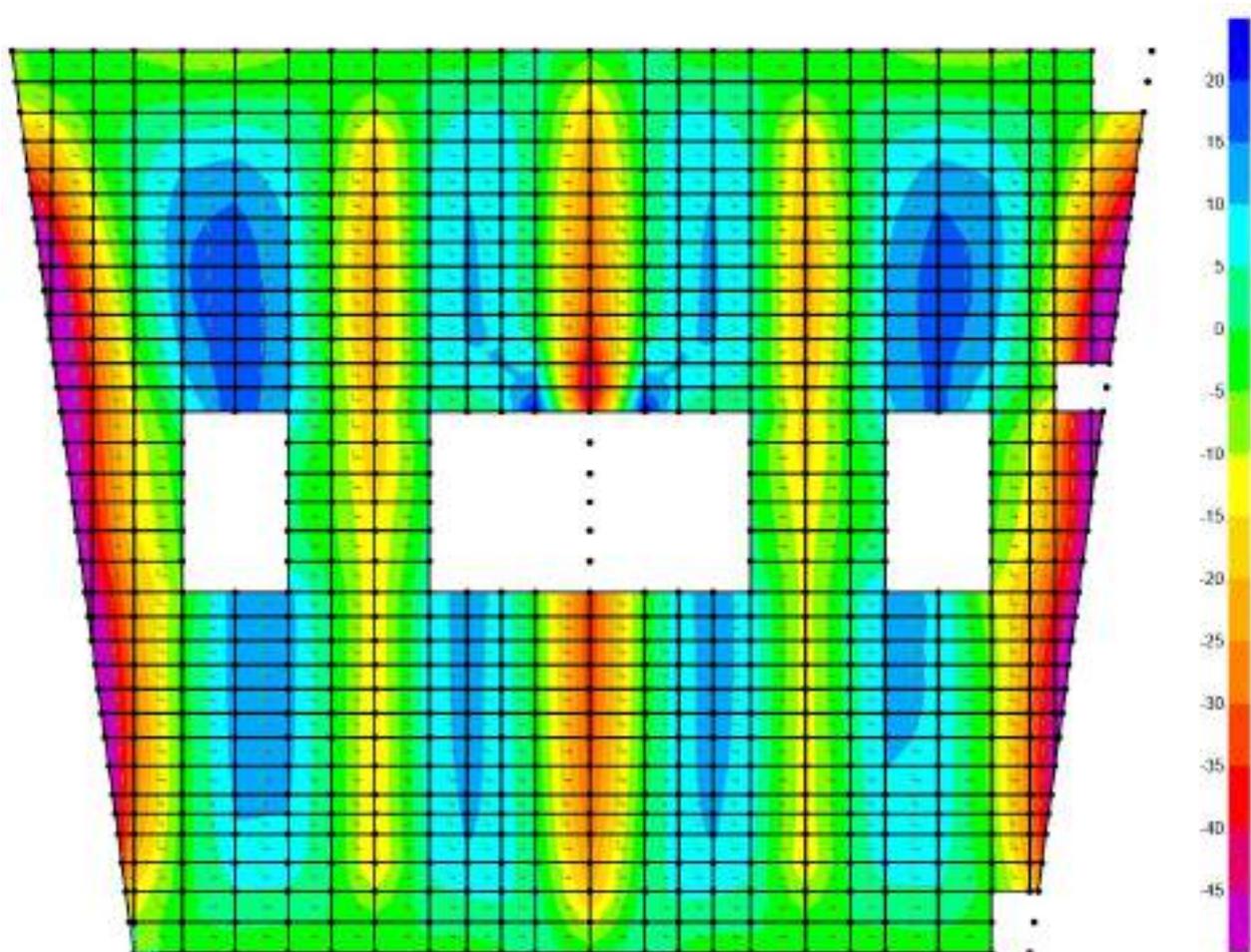


Figure 8-62: – M11,min

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

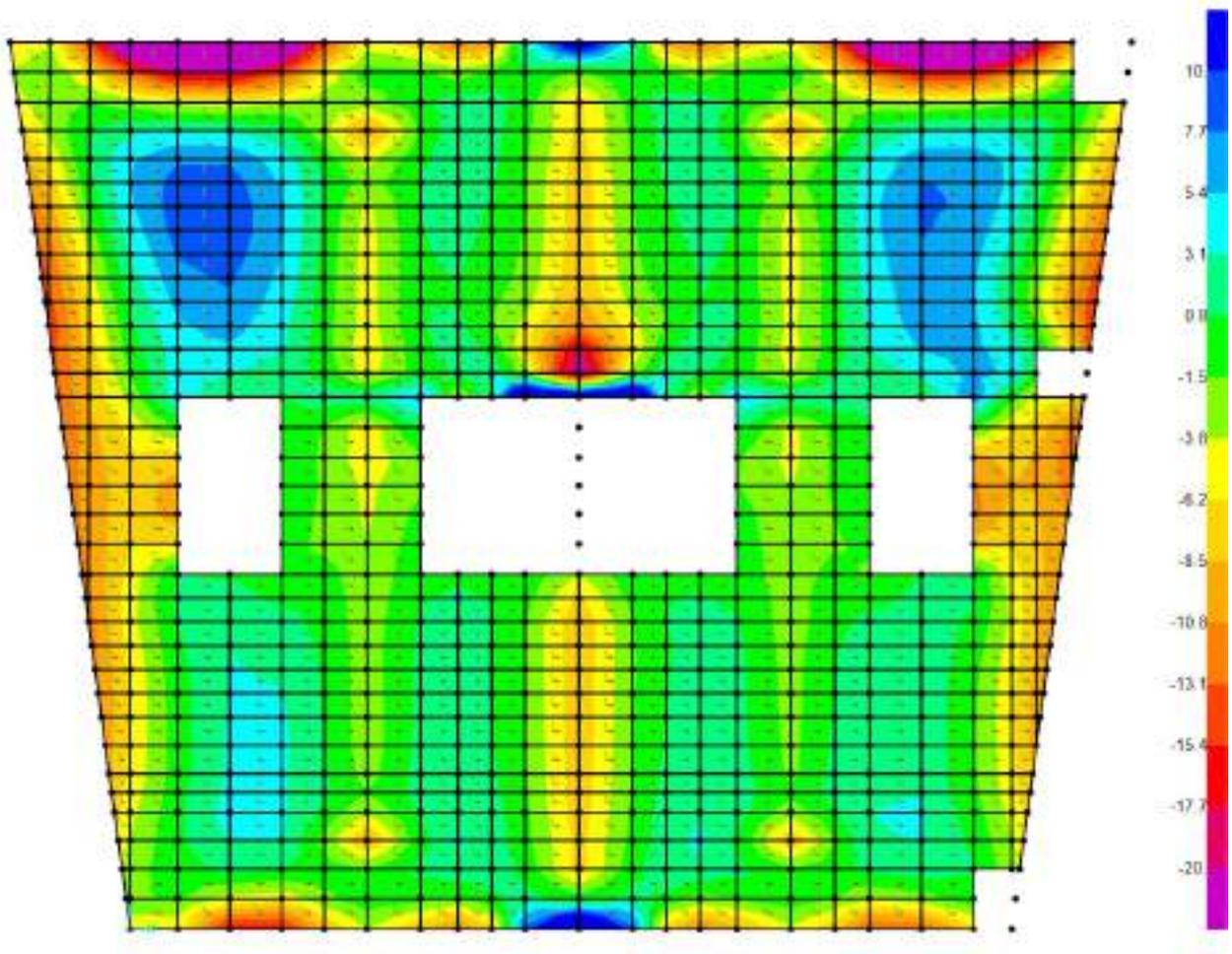


Figure 8-63: – $M_{22,max}$

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

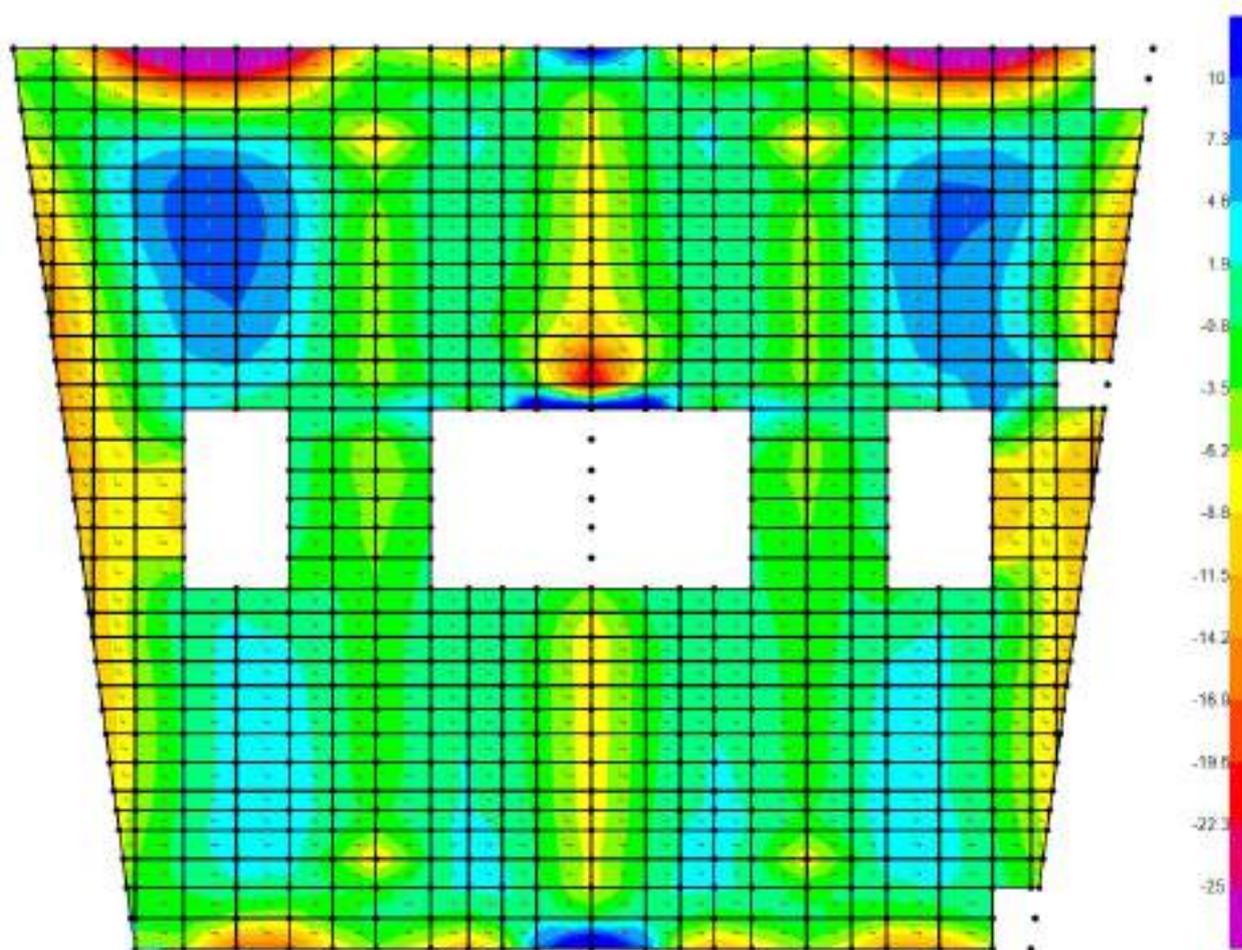


Figure 8-64: – M22,min

Verifiche Orizzontamento intermedio a quota 402.91

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 40cm ed è armata con 5 ϕ 20 al lembo superiore e 5 ϕ 20 al lembo inferiore in direzione

orizzontale e 5φ16 al lembo superiore e 5φ16 al lembo inferiore in direzione verticale. 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. β1*β2:	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.8	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
---------	---	----	----	----

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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 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 (92.93)

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 (92.93)

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	60.00	-0.07	199.21	3.320	34.3	0.17	0.70	31.4 (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+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	2.71	40.0	0.00	30.2	-97.2	33.2	10.1	1007	15.7	21.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00056	0.00018	0.50	0.60	0.000259 (0.000259)	415	0.108 (0.30)	92.93

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	2.41	40.0	0.00	30.2	-86.4	33.2	10.1	1007	15.7	21.6

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	-0.00056	0.00018	0.50	0.40	0.000259 (0.000259)	415	0.108 (0.20)	92.93

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:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.6	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	30.00	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	25.00

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	20.00 (86.45)

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 (86.45)

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	30.00	-0.29	139.74	4.658	34.6	0.17	0.70	20.1 (5.5)

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	2.10	40.0	0.00	31.6	-86.8	31.4	10.5	1054	10.1	20.7

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00048	0.00013	0.50	0.60	0.000208 (0.000208)	550	0.115 (0.30)	86.45

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	1.68	40.0	0.00	31.6	-69.4	31.4	10.5	1054	10.1	20.7

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	-0.00048	0.00013	0.50	0.40	0.000208 (0.000208)	550	0.115 (0.20)	86.45

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
$c = 68$	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	$A_{d,1} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 20$		$= 15.71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff riduttivo	$A_{d,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 332$	mm altezza utile	$A_{d,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			15.71 cm^2

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

$N_{cd} = 0.0$	kN	$V_{cd} = 60.0$	kN
----------------	----	-----------------	----

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.776$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.469$	
$\rho_I = A_{sI} / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_I = 0.005$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa $< 0.2 f_{cd}$
$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_I \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$		
$V_{Rd} = 175.1$	kN;	(con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 155.6$ kN)
$V_{Rd} = 175.1$	kN	valore di calcolo

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, per le combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche.

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

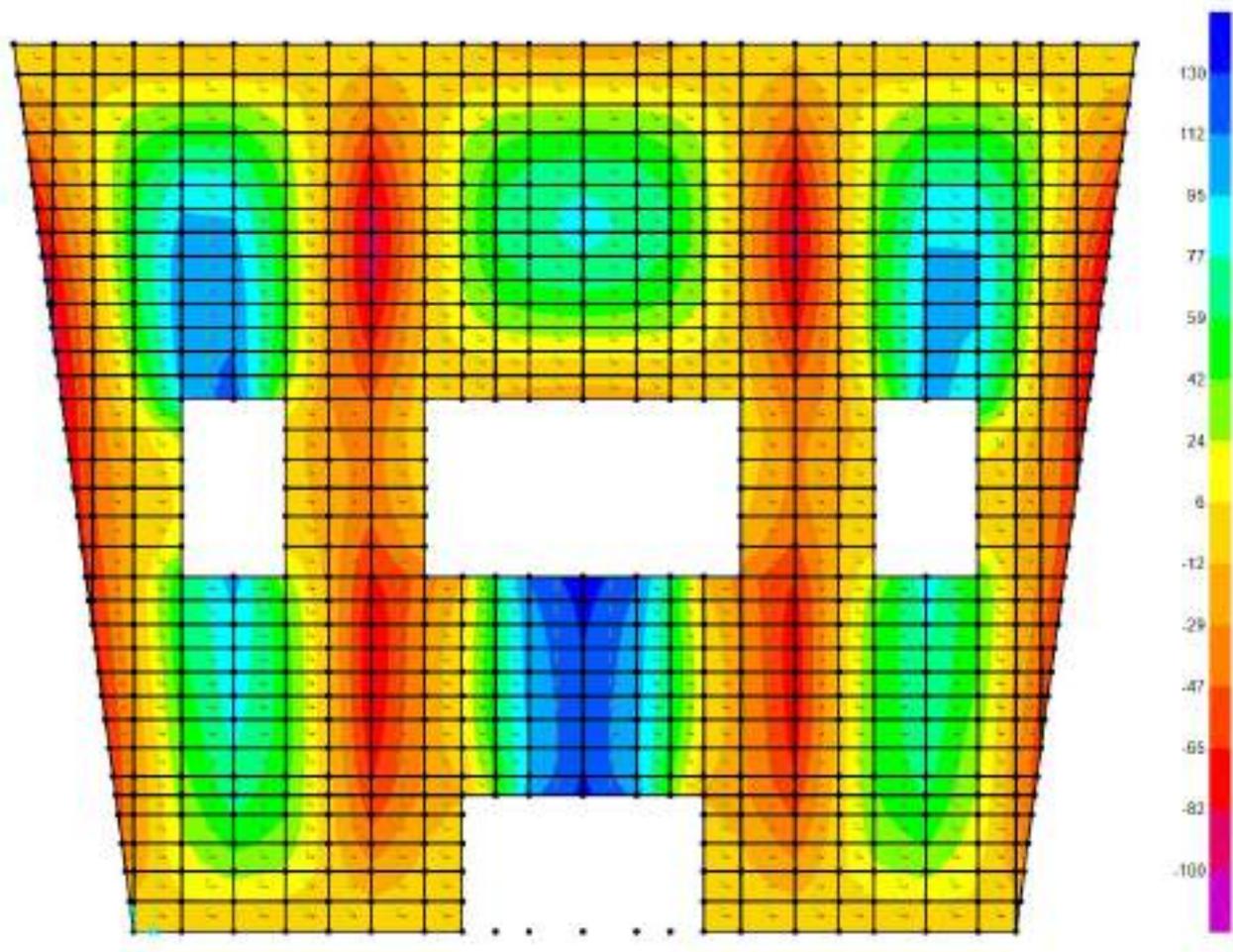


Figure 8-65: – $M_{11,max}$

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

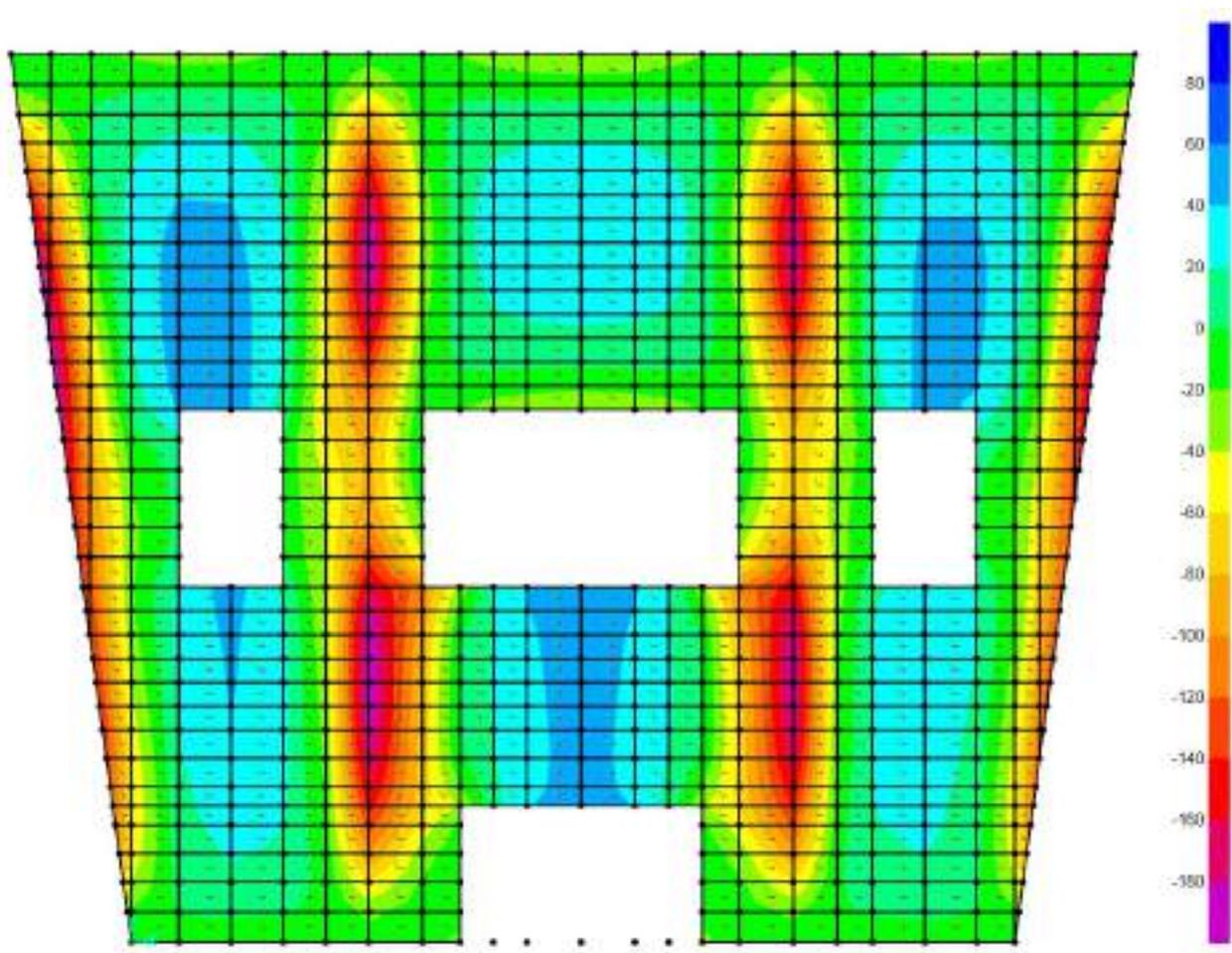


Figure 8-66: – M11,min

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

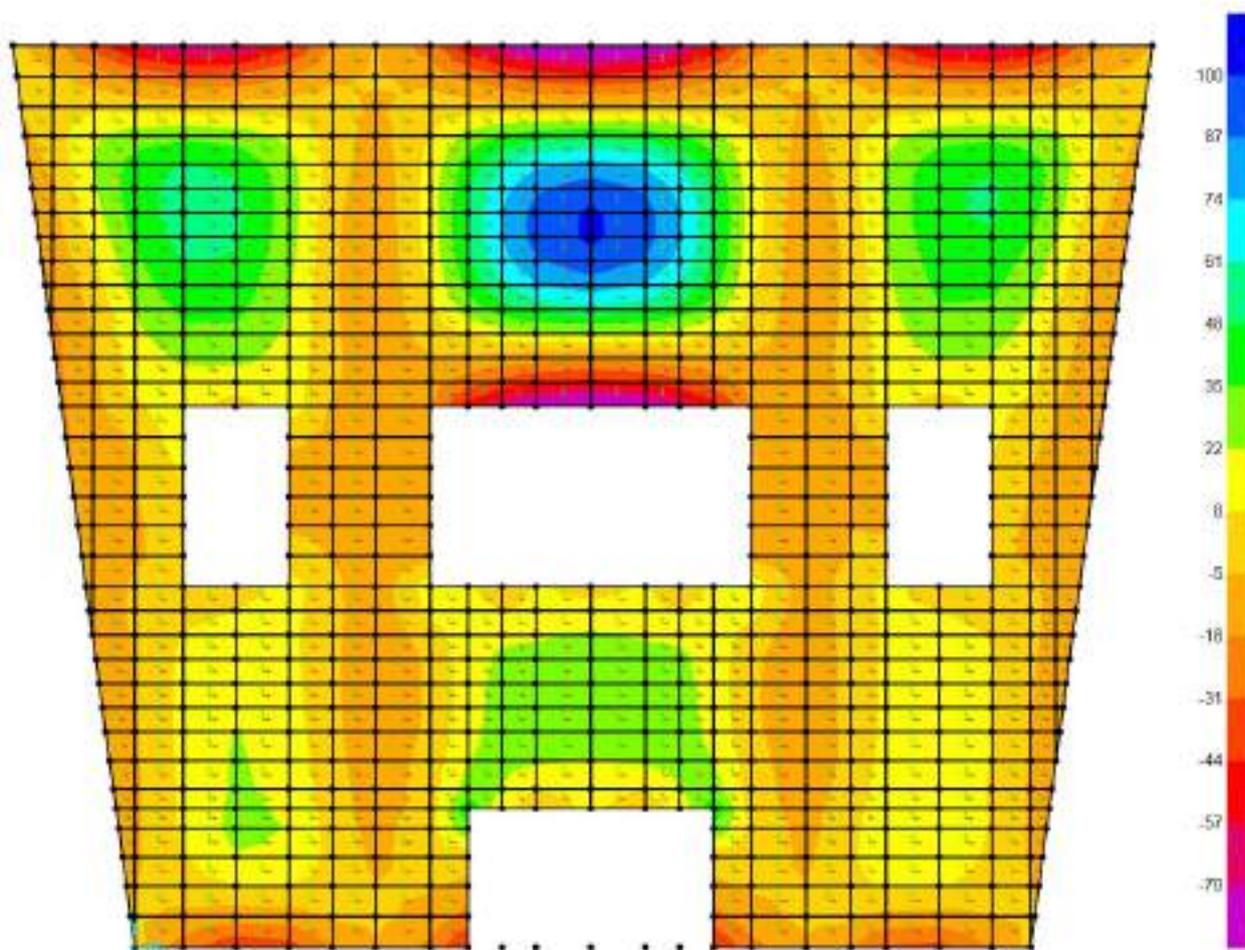


Figure 8-67: – M22,max

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

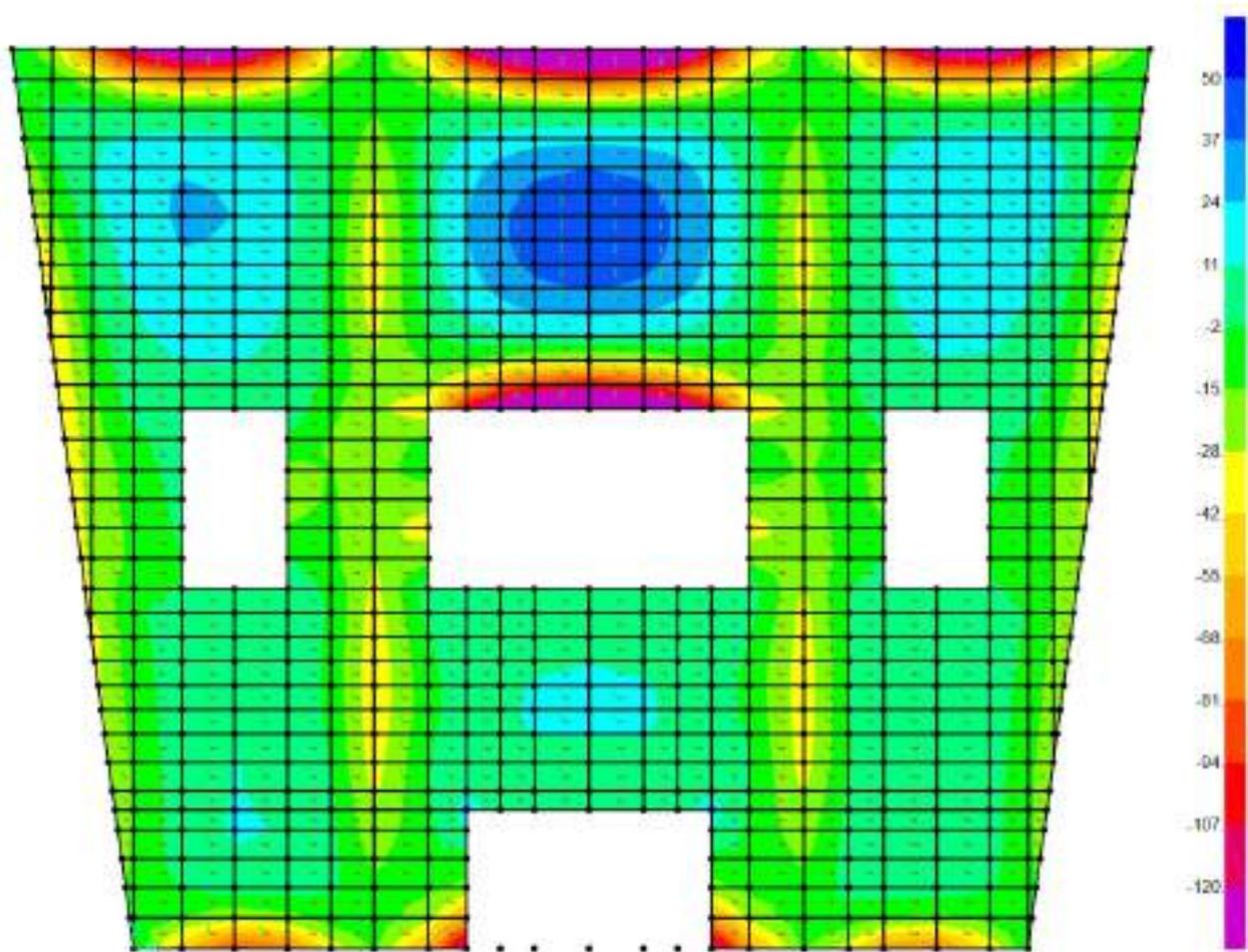


Figure 8-68: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori minimi)

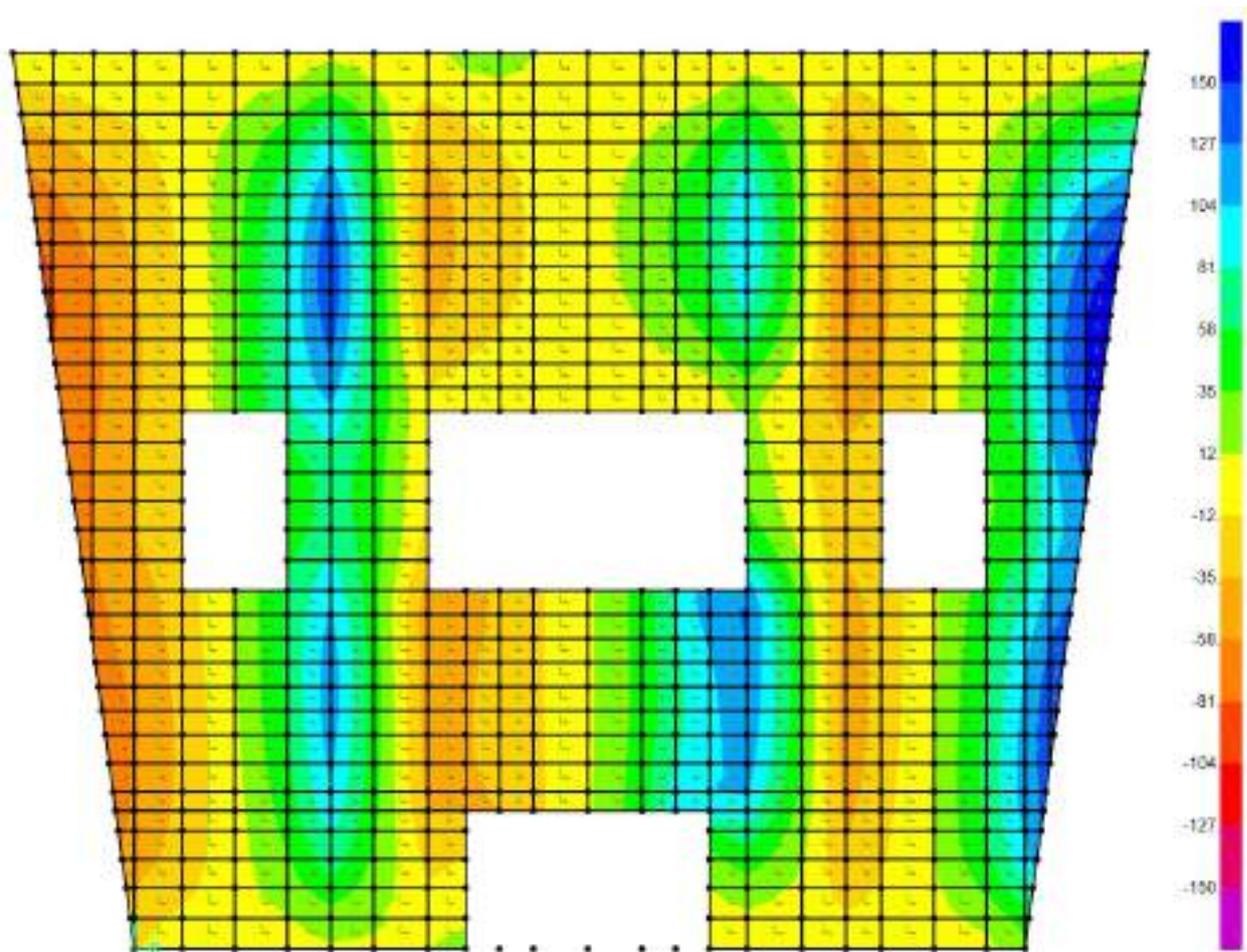


Figure 8-69: – V13,min

Solaio a piano campagna - SLE Quasi permanente

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

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

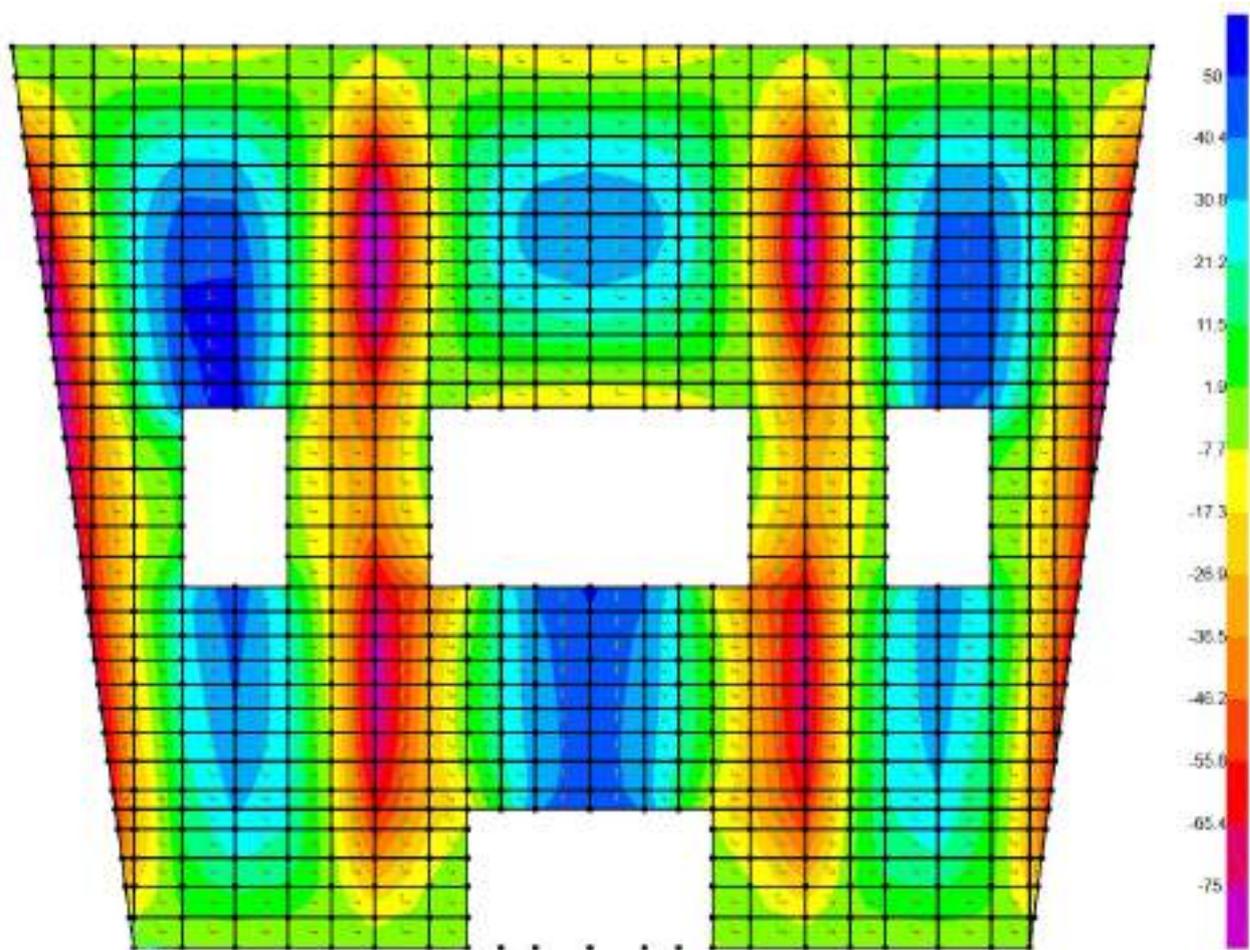


Figure 8-70: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

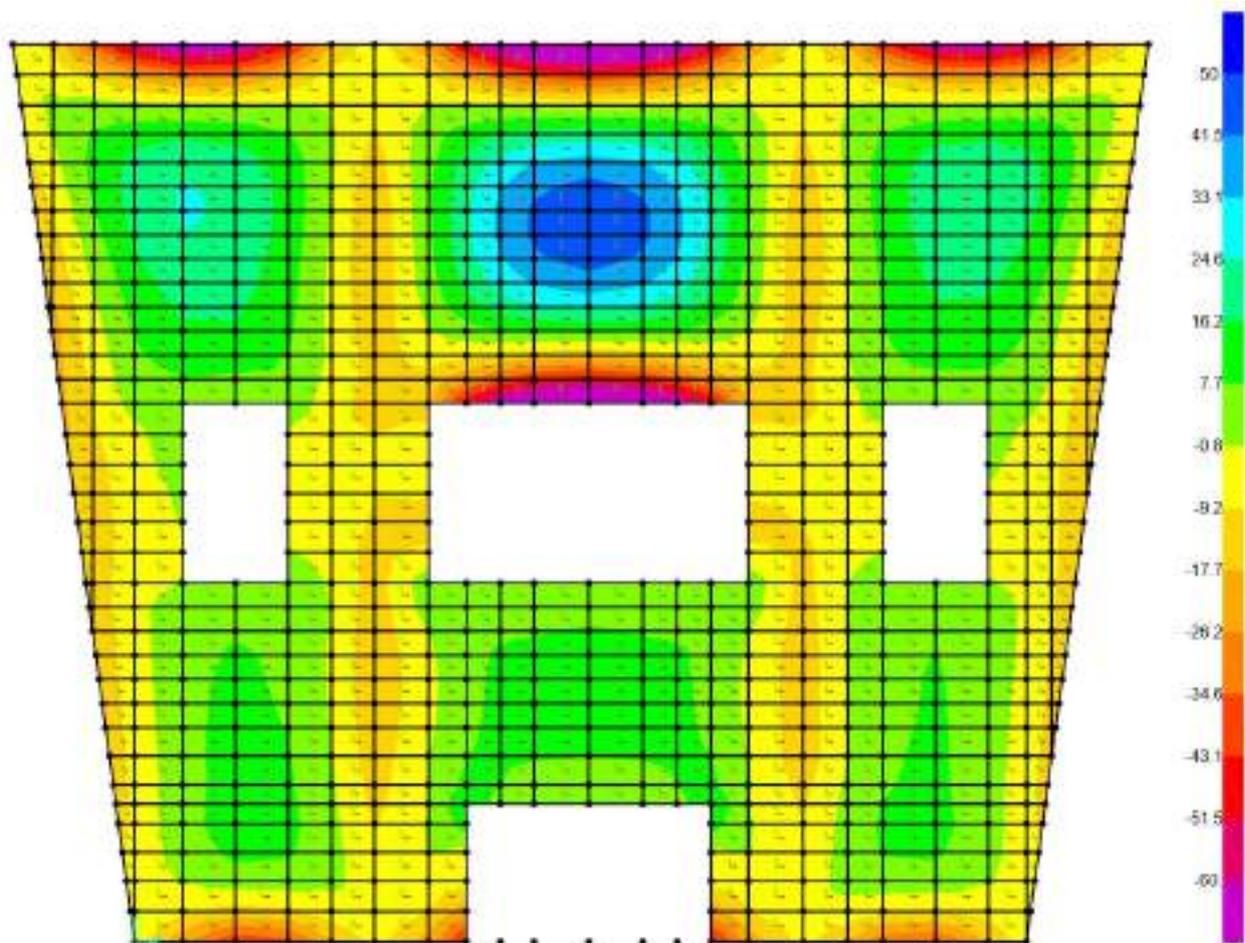


Figure 8-71: – M22

Solaio a piano campagna - SLE Frequente

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

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

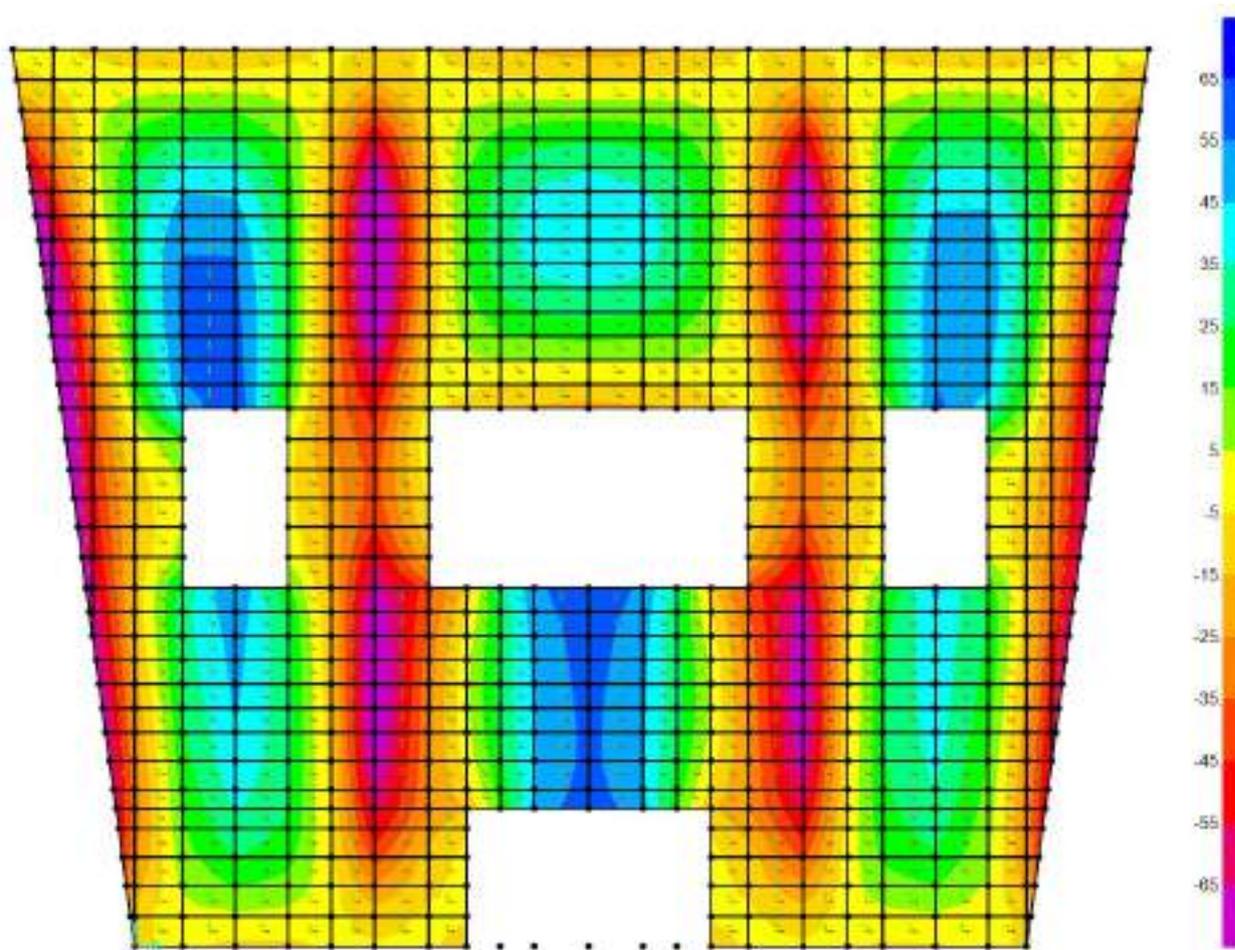


Figure 8-72: – M11,max

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

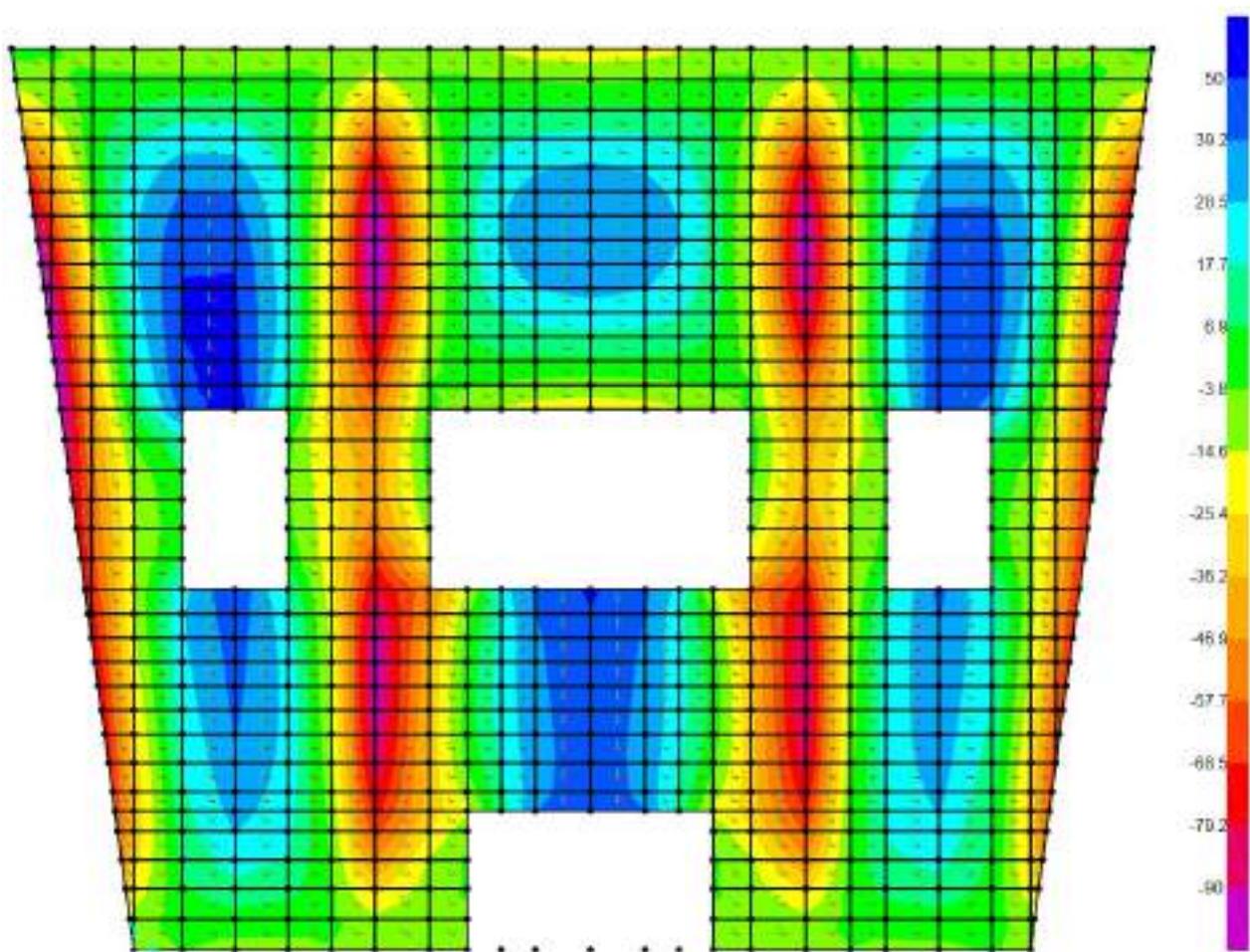


Figure 8-73: – M11,min

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

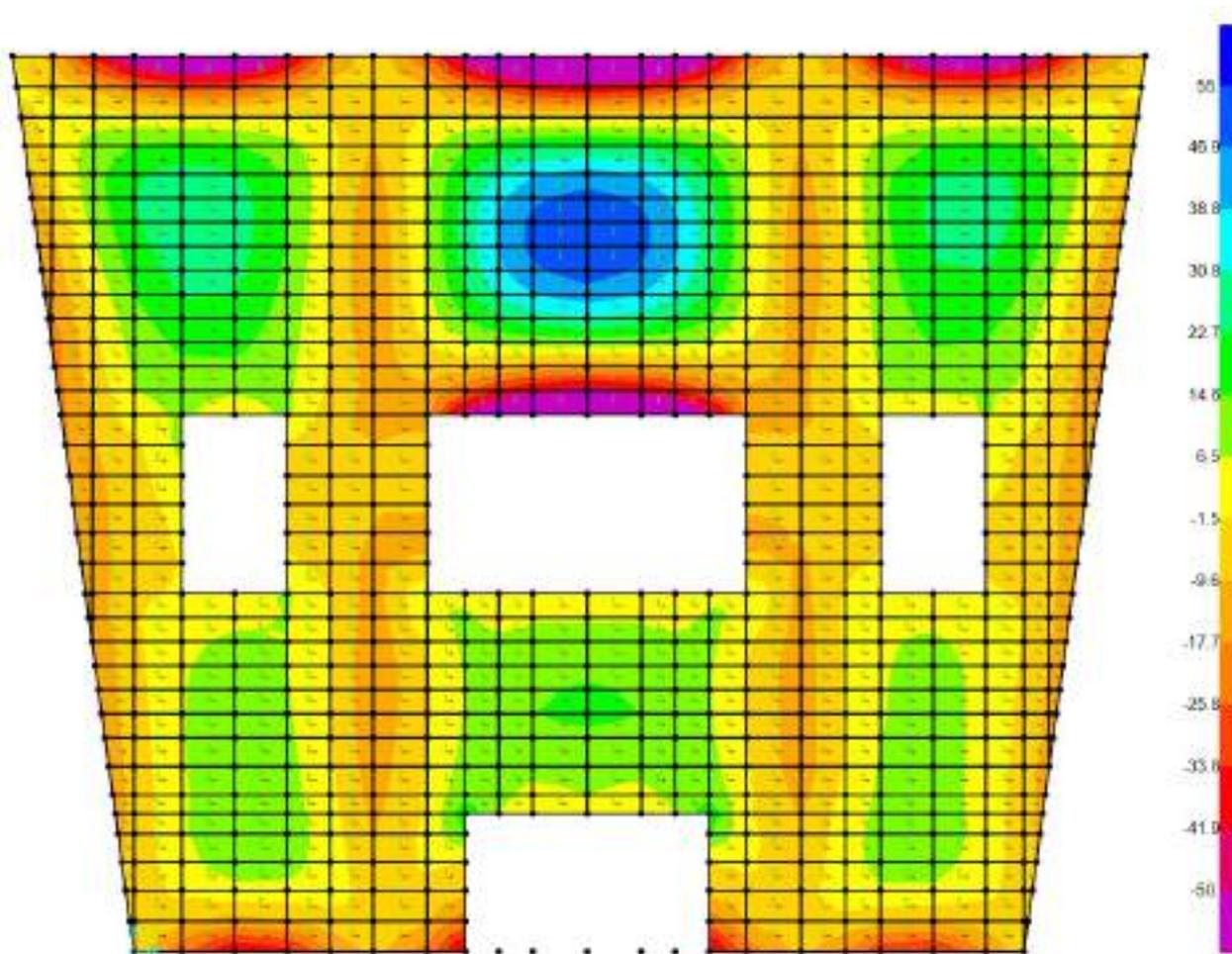


Figure 8-74: - M22,max

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

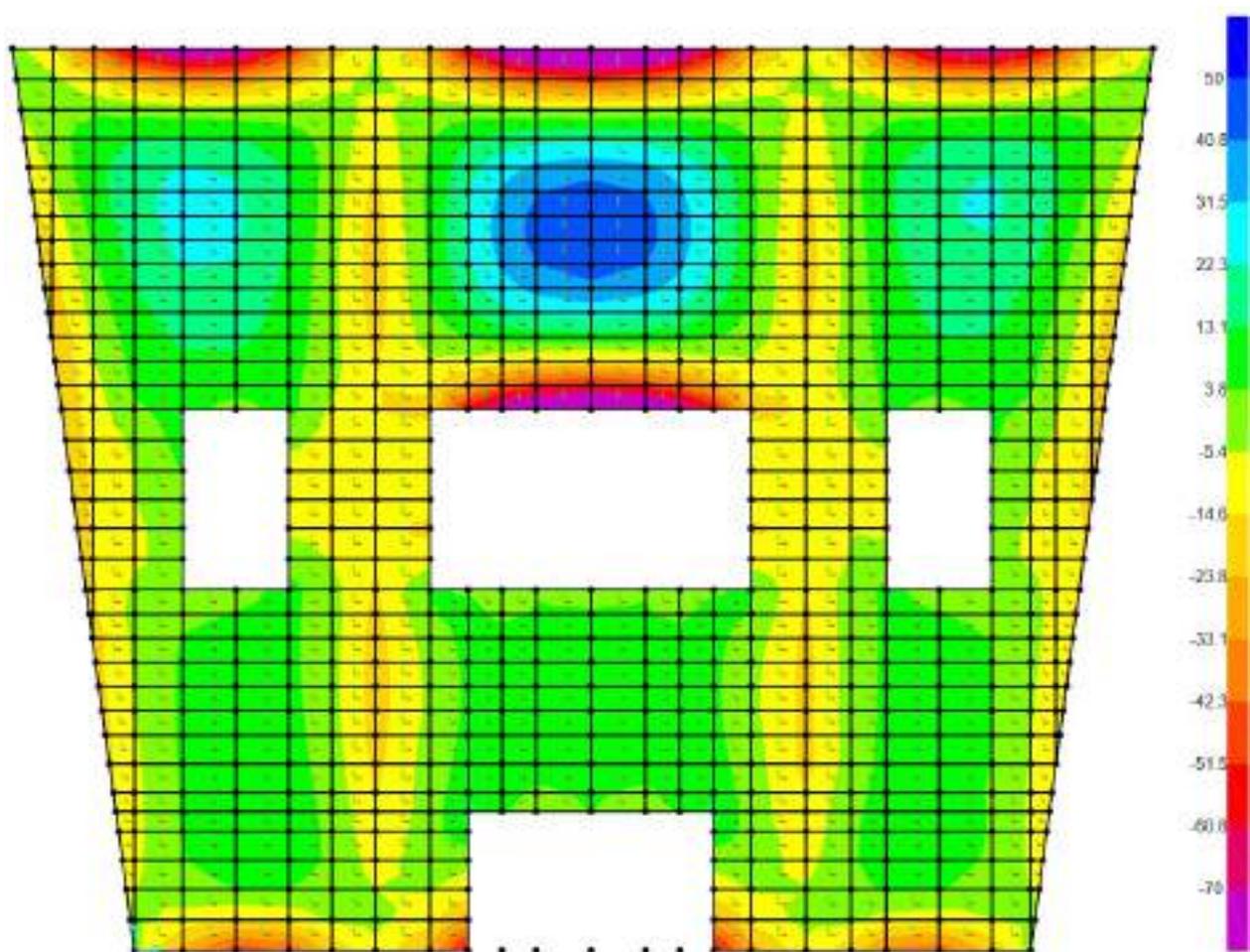


Figure 8-75: – M22,min

Solaio a piano campagna - SLE Rara

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

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

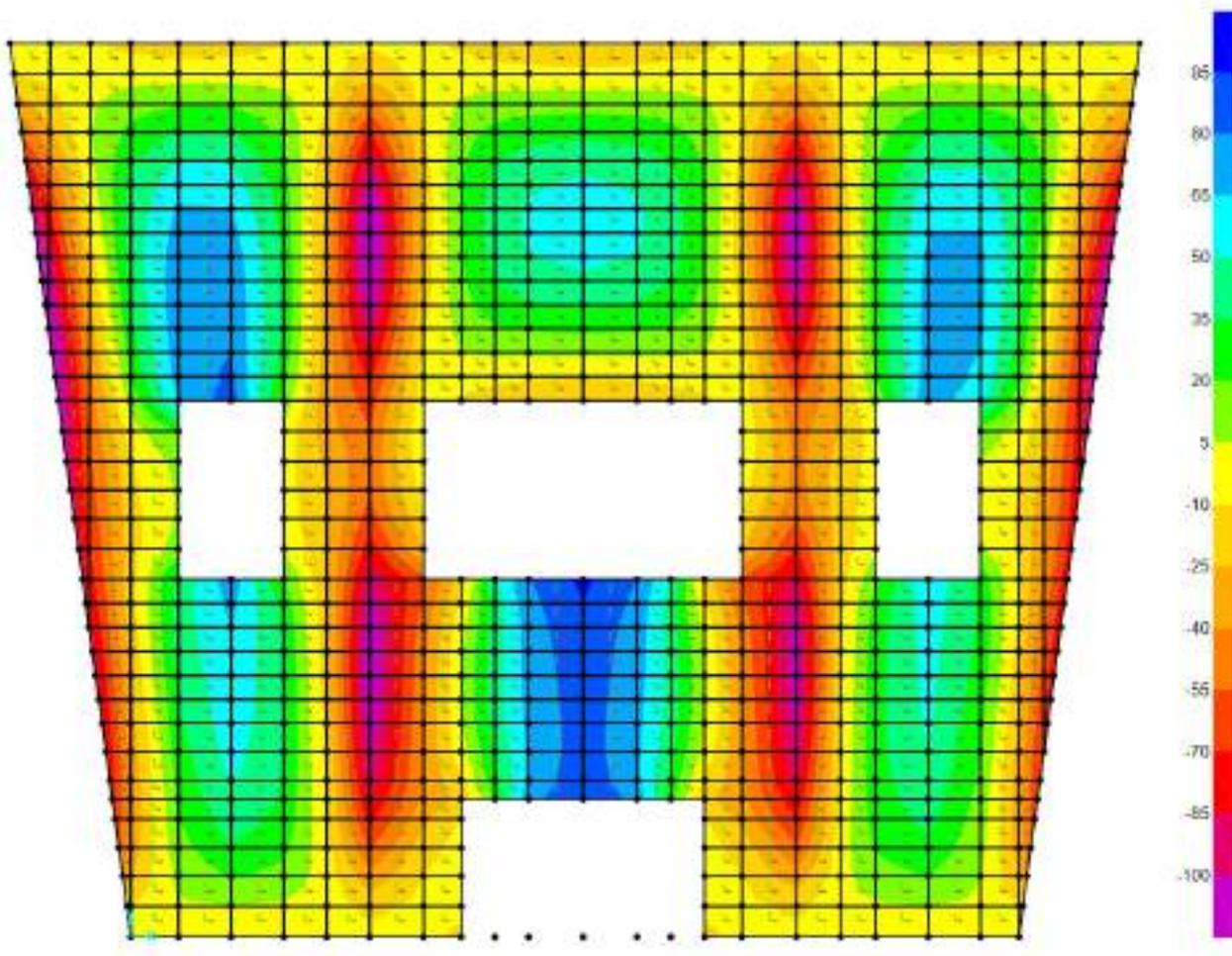


Figure 8-76: - M11,max

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

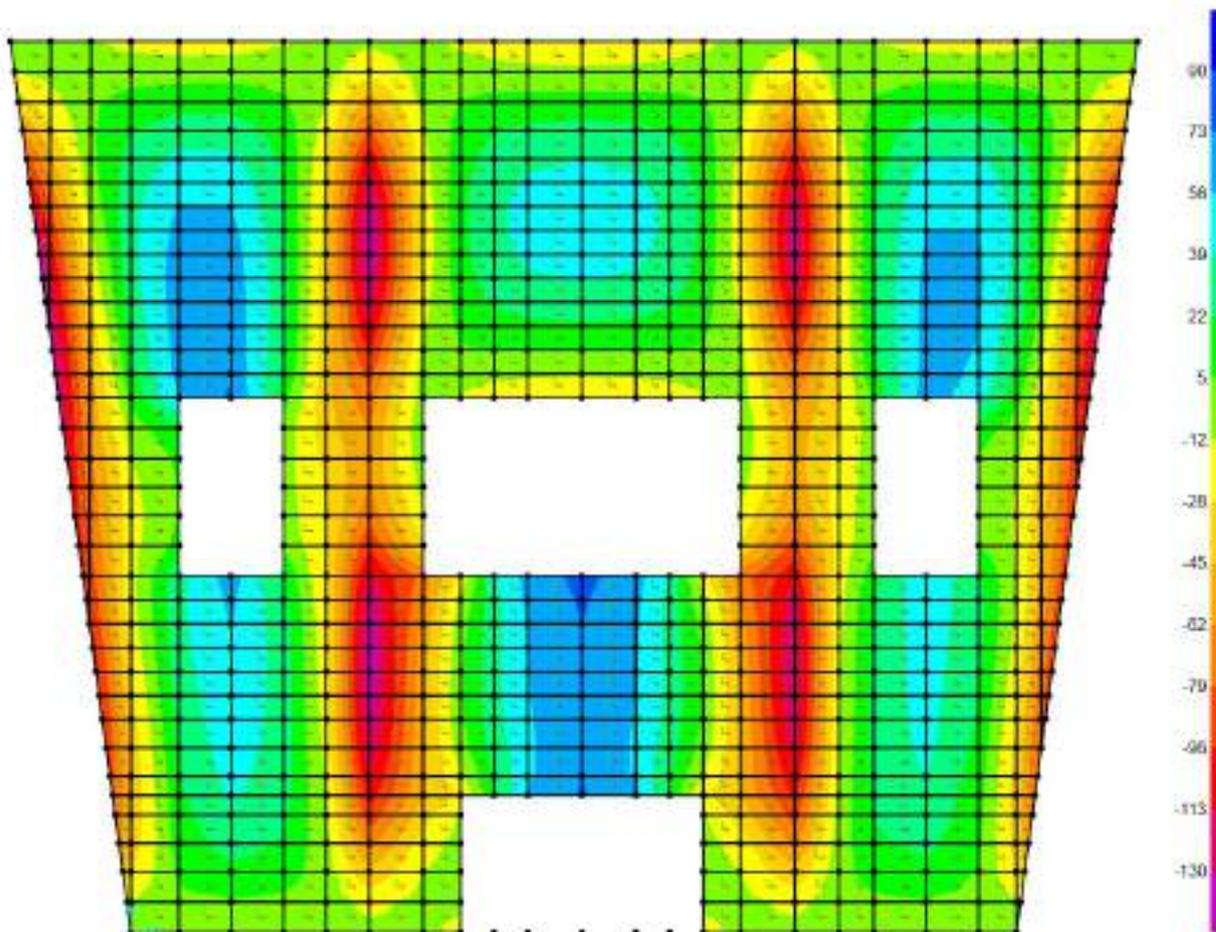


Figure 8-77: – M11,min

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

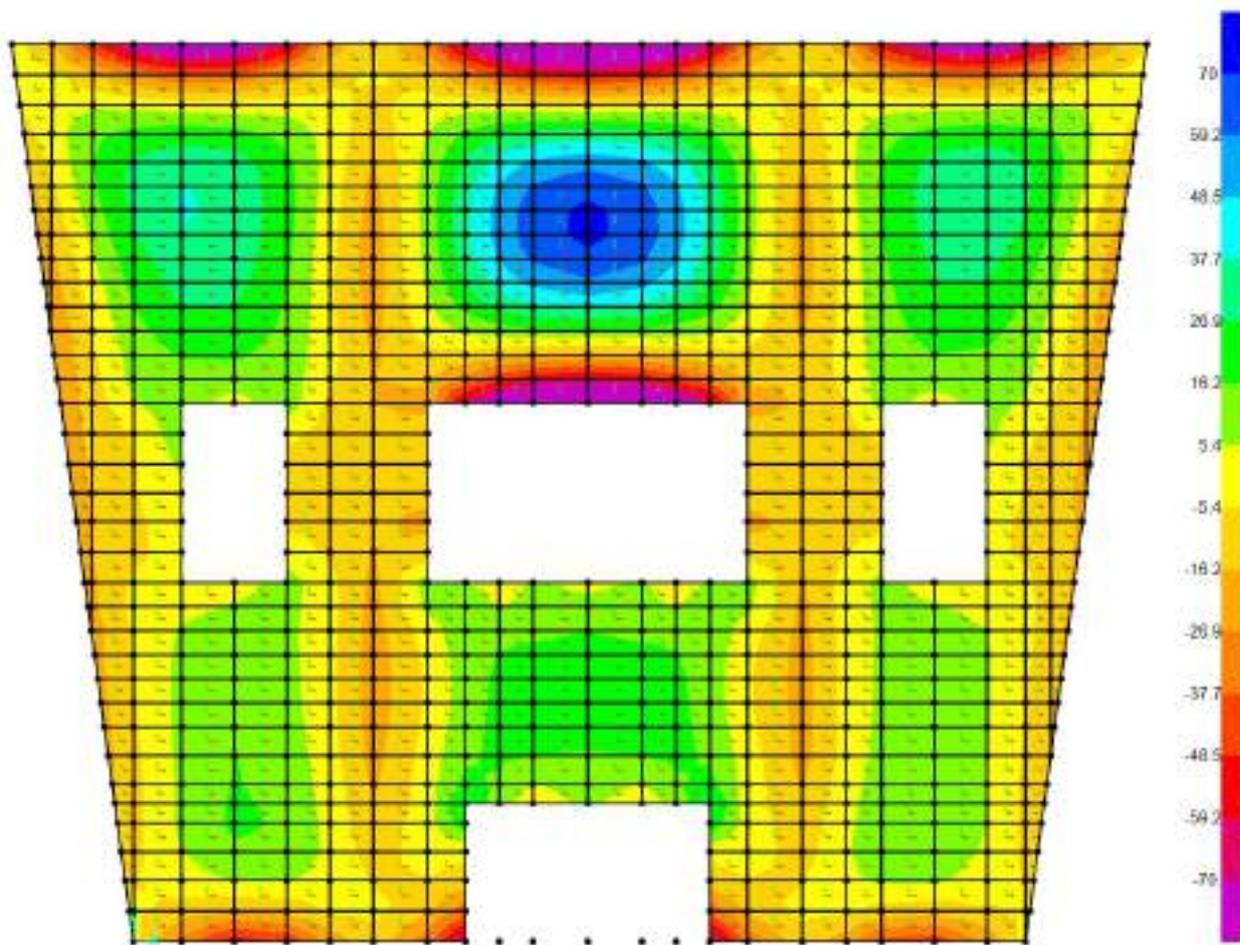


Figure 8-78: – $M_{22,max}$

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

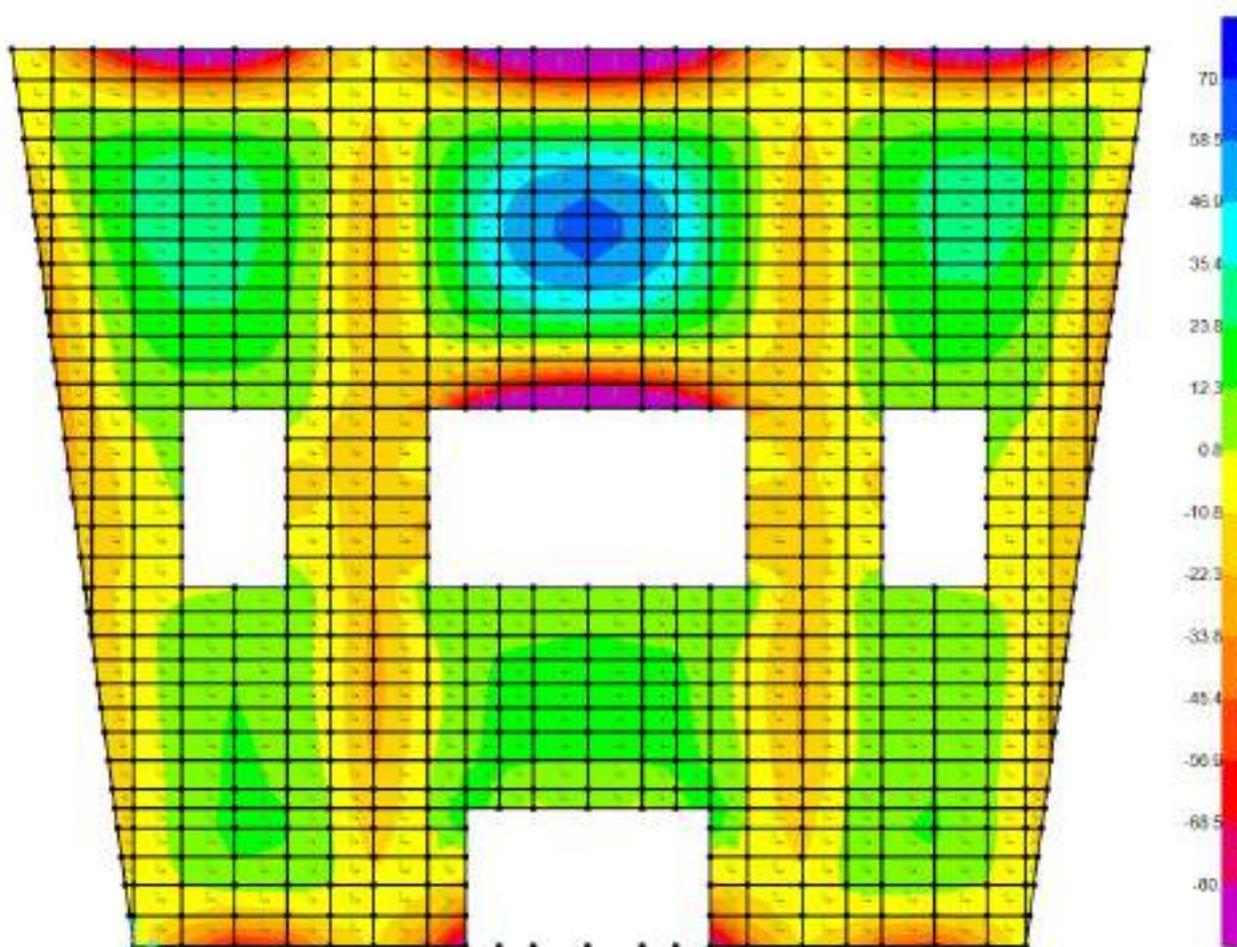


Figure 8-79: – M22,min

Verifiche solaio a piano campagna

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione ha spessore di 40cm ed è armata con 7 ϕ 20 al lembo superiore e 7 ϕ 20 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 f_{tk} :	450.0	MPa
Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
Modulo Elastico E_f :	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:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.8	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 (97.89)

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	75.00 (97.89)

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	180.00	-0.29	266.07	1.478	33.6	0.19	0.70	44.0 (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	6.68	40.0	0.00	29.1	-204.1	33.2	9.7	969	22.0	14.4

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00092	0.00035	0.50	0.60	0.000424 (0.000424)	347	0.147 (0.30)	97.89

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	3.86	40.0	0.00	29.1	-117.7	33.2	9.7	969	22.0	14.4

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	-0.00077	0.00029	0.50	0.40	0.000353 (0.000353)	347	0.123 (0.20)	97.89

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:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	8.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	8.8	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]

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	120.00	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	70.00 (93.03)

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 (93.03)

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	120.00	0.01	255.52	2.129	32.4	0.24	0.74	44.0 (5.4)

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	4.85	40.0	0.00	29.1	-134.7	31.2	9.7	969	22.0	13.7

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00085	0.00032	0.50	0.60	0.000354 (0.000354)	415	0.147 (0.30)	93.03

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	3.63	40.0	0.00	29.1	-101.0	31.2	9.7	969	22.0	13.7

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	-0.00072	0.00027	0.50	0.40	0.000303 (0.000303)	415	0.126 (0.20)	93.03

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 $\varnothing 8/250 \times 250$. Si dispongono spilli $\varnothing 8/400 \times 400$ 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
$c = 68$	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	$A_{d1} = 7 \text{ } \emptyset$	20	= 21.99 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff riduttivo	$A_{d2} = 0 \text{ } \emptyset$	0	= 0.00 cm ²
$d = 332$	mm altezza utile	$A_{d3} = 0 \text{ } \emptyset$	0	= 0.00 cm ²
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			21.99 cm ²

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

$N_{ed} = 0.0$	kN	$V_{ed} = 150.0$	kN
----------------	----	------------------	----

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.776$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.469$	
$\rho_l = A_g / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_l = 0.007$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa < 0.2 f _{cd}

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

$$V_{Rd} = 195.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 155.6 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 195.8 \text{ kN} \text{ valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Setti perimetrali interrati

Setti perimetrali interrati - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali per la parte di struttura interrata, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Lo spessore delle pareti verticali esterne è pari a 80cm.

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

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano X-Z per Y=18.84.

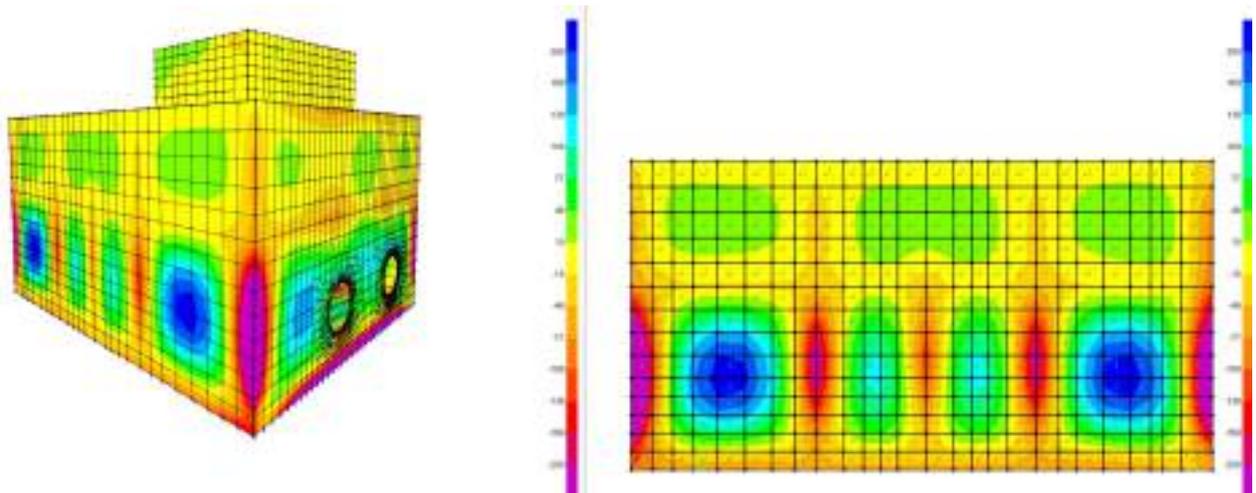


Figure 8-80: – M11,max

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

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano X-Z per Y=18.84.

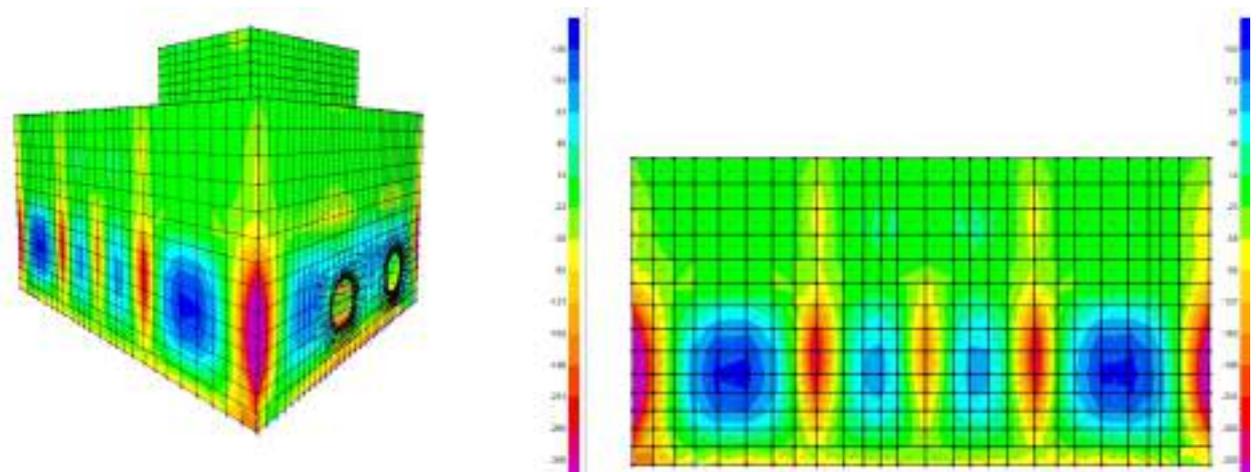


Figure 8-81: – M11,min

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

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=0.0$.

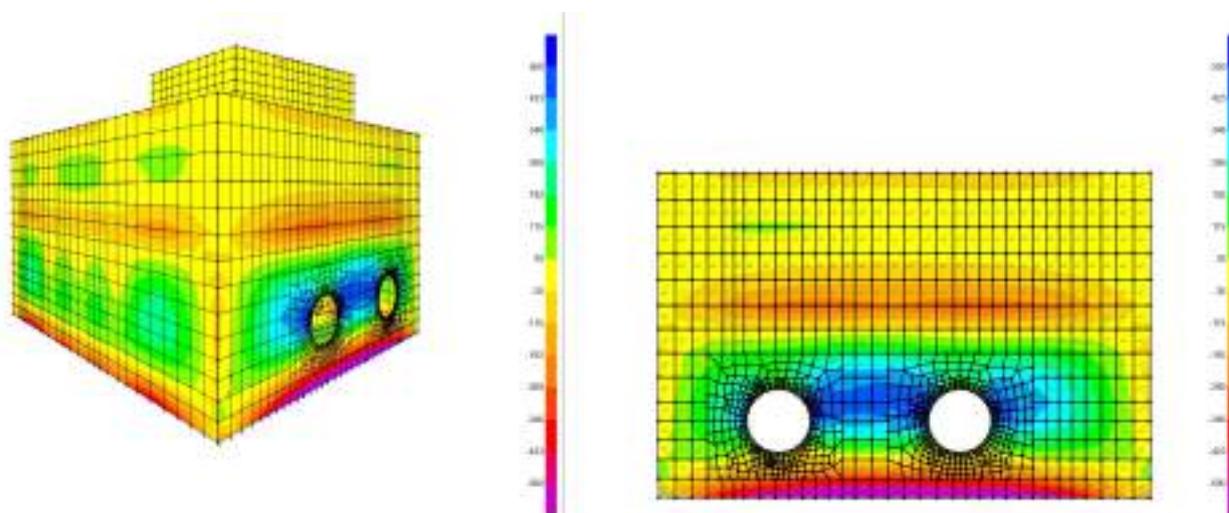


Figure 8-82: - M22,max

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

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per $X=0.0$.

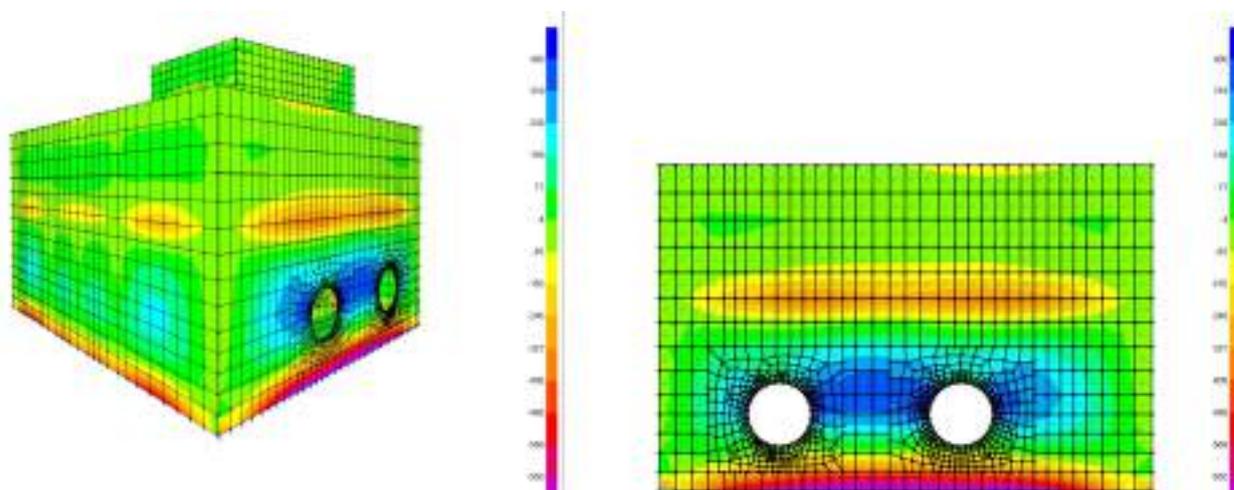


Figure 8-83: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V23 (valori minimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.0.

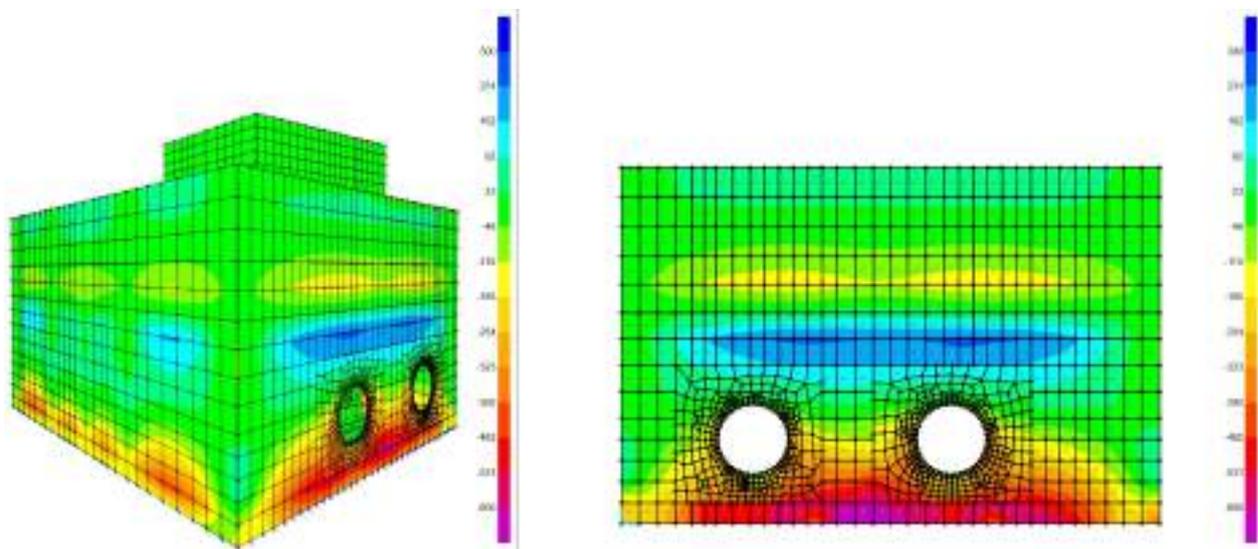


Figure 8-84: – V23,min

Setti perimetrali interrati SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali 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 esterne è pari a 80cm.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano X-Z per Y=18.84.

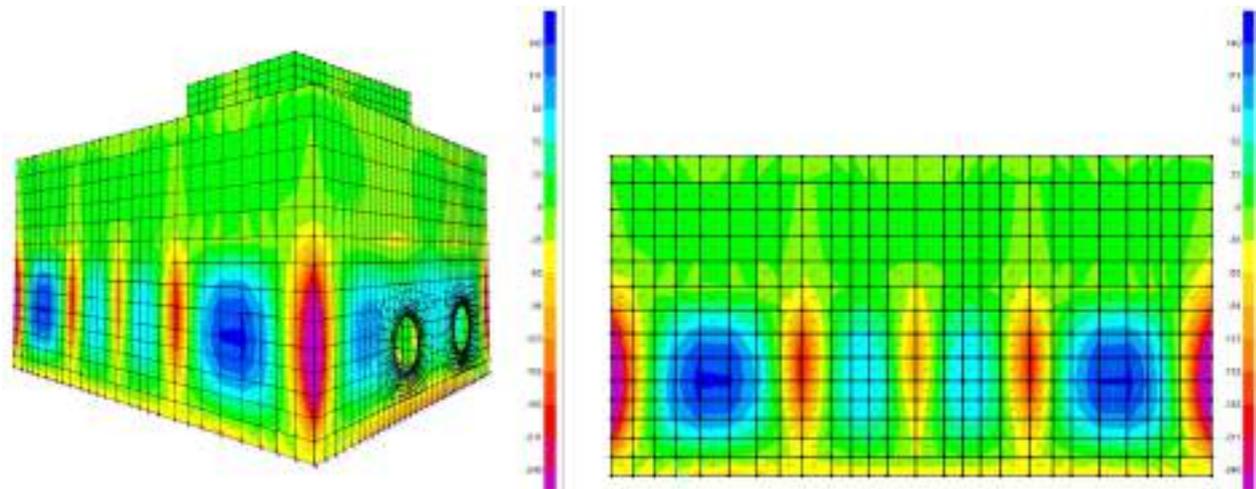


Figure 8-85: - M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.0.

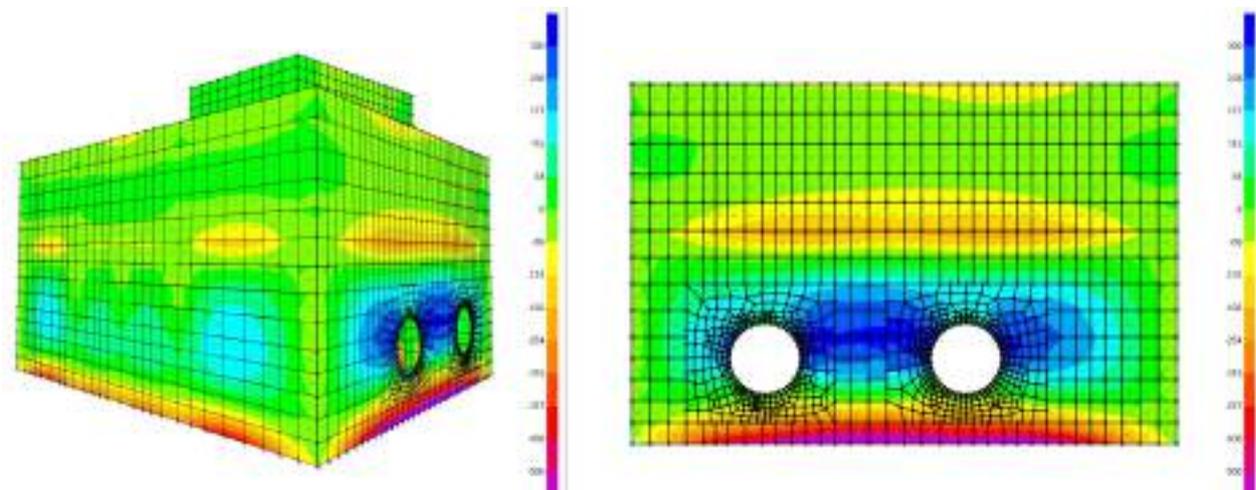


Figure 8-86: - M22

Setti perimetrali interrati SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali 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 esterne è pari a 80cm.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori massimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano X-Z per Y=18.84.

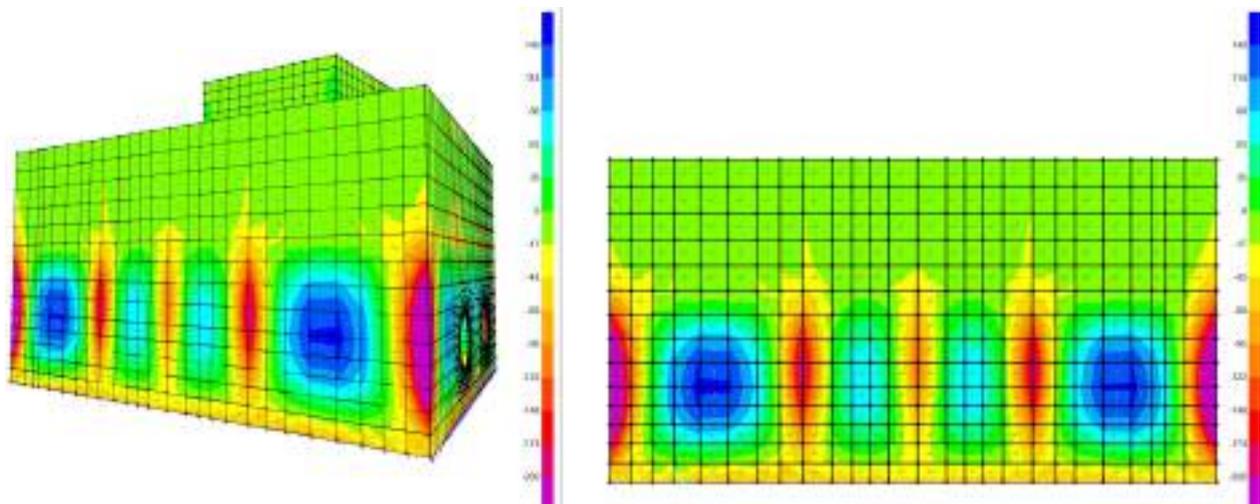


Figure 8-87: - M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano X-Z per Y=18.84.

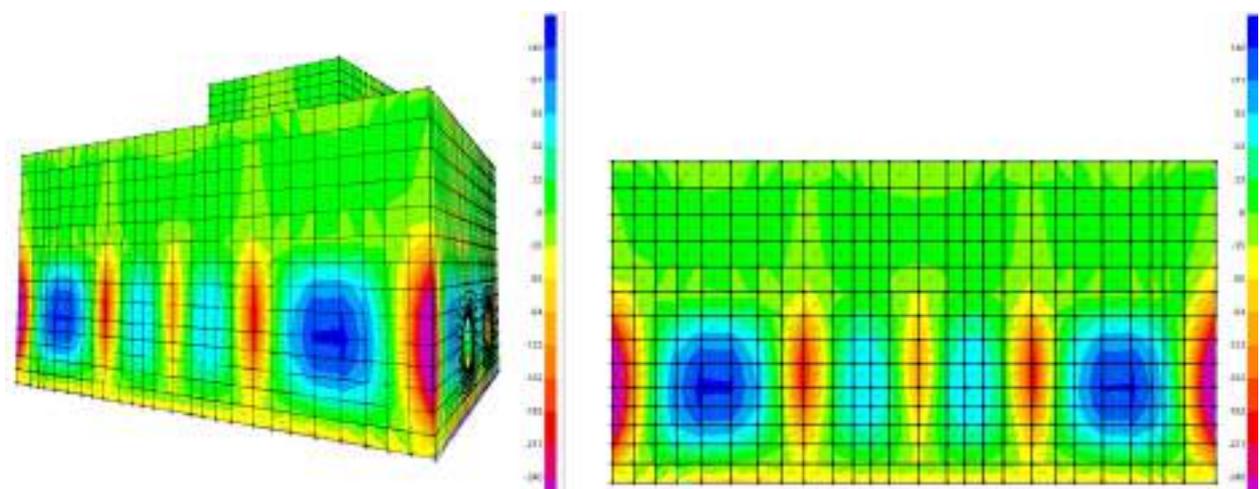


Figure 8-88: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.0.

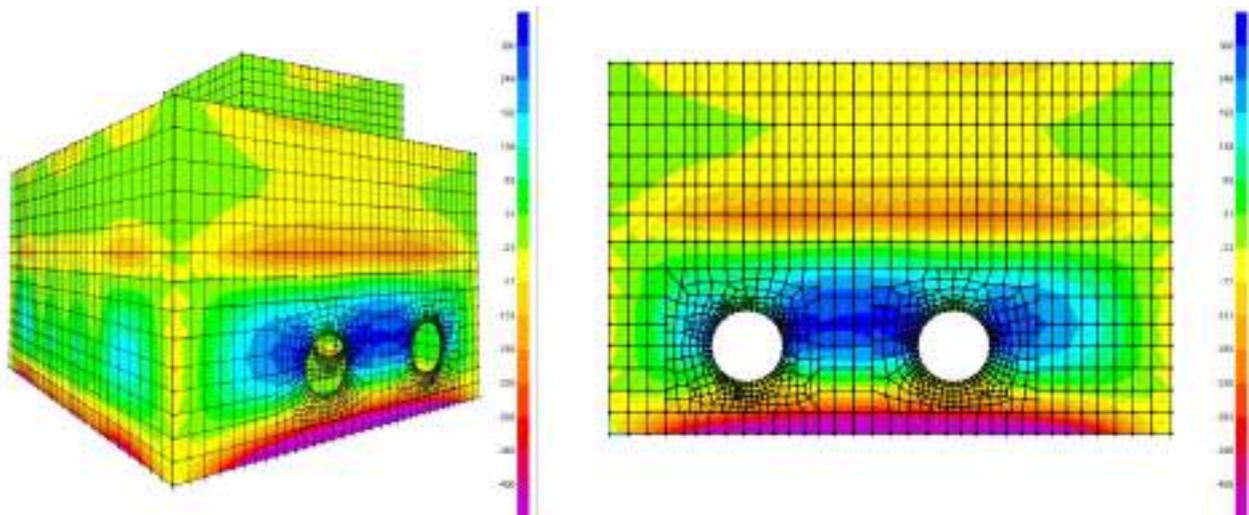


Figure 8-89: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.0.

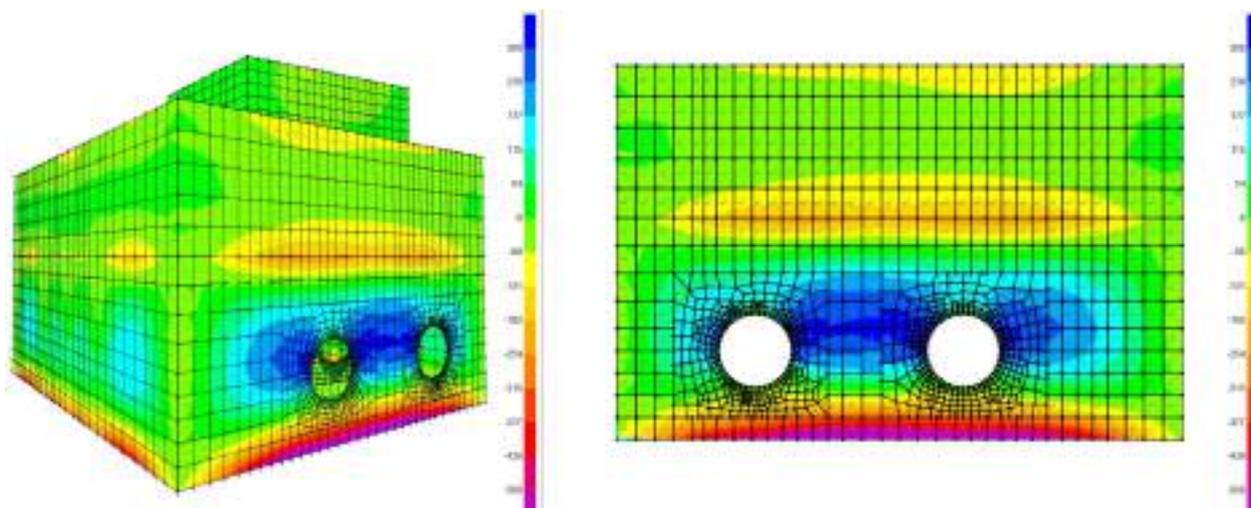


Figure 8-90: – M22,min

Setti perimetrali interrati SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti perimetrali 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 esterne è pari a 80cm.

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori massimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano X-Z per $Y=18.84$.

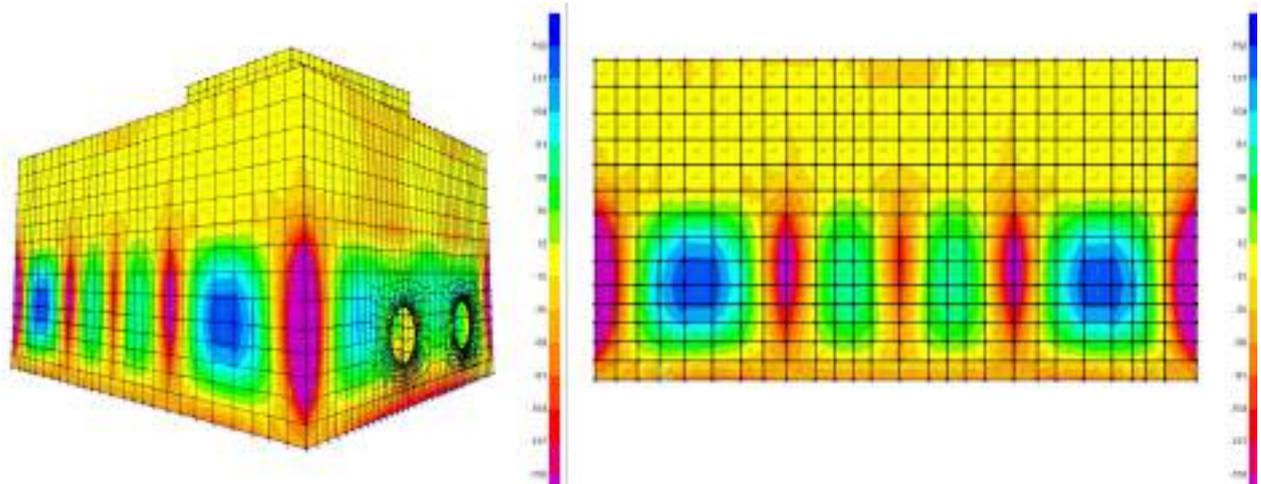


Figure 8-91: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

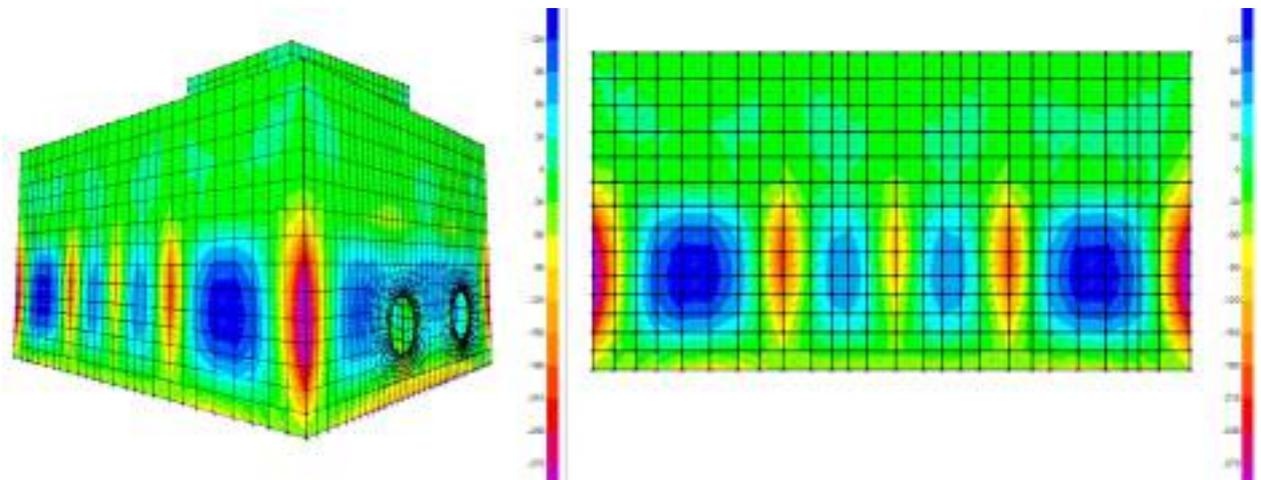


Figure 8-92: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.0.

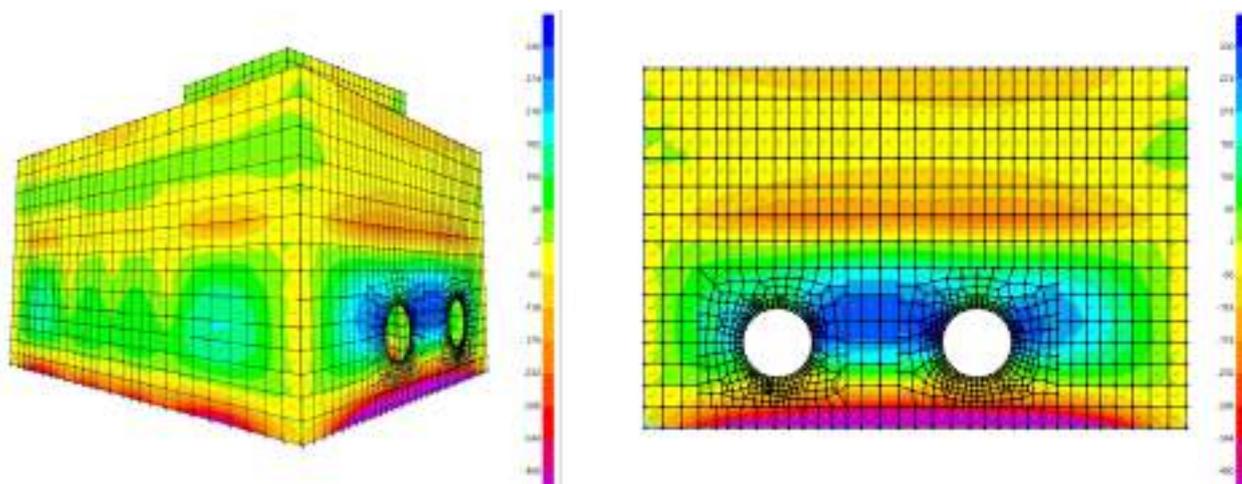


Figure 8-93: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto esterno nel piano Y-Z per X=0.0.

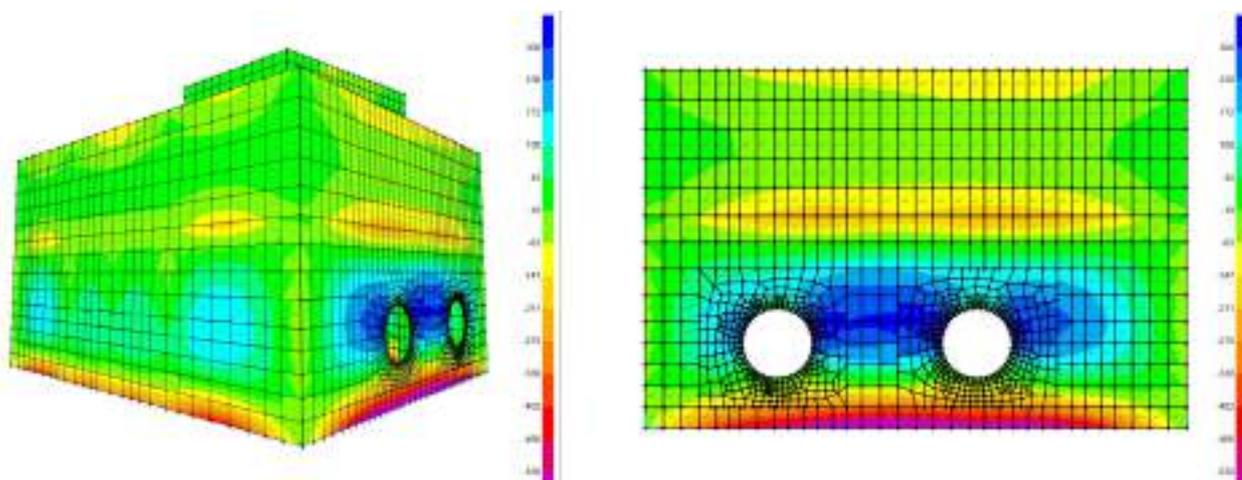


Figure 8-94: – M22,min

Verifiche Setti perimetrali interrati

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti perimetrali interrati a contatto con il terreno hanno spessore di 80cm e sono armati con 10φ26 al lembo

superiore e 10 ϕ 26 al lembo inferiore in direzione verticale e 7 ϕ 26 al lembo superiore e 7 ϕ 26 al lembo inferiore in direzione orizzontale.

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:	80.0	cm
Barre inferiori:	7 ϕ 26	(37.2 cm ²)
Barre superiori:	7 ϕ 26	(37.2 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	10.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	10.0	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

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+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	3.26	80.0	0.00	59.3	-116.4	70.0	19.8	1976	37.2	13.3

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00022	0.50	0.60	0.000310 (0.000310)	531	0.165 (0.30)	397.89

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	2.90	80.0	0.00	59.3	-103.5	70.0	19.8	1976	37.2	13.3

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	0.00022	0.50	0.40	0.000310 (0.000310)	531	0.165 (0.20)	397.89

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 f_{yd} :	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
Modulo Elastico E_f :	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:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø26	(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	650.00	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	530.00

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	500.00 (450.72)

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	500.00 (450.72)

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	650.00	0.24	1405.69	2.163	70.9	0.13	0.70	53.1 (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	4.78	80.0	0.00	56.8	-153.3	72.7	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	-0.00083	0.00034	0.50	0.60	0.000434 (0.000434)	356	0.154 (0.30)	450.72

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	4.51	80.0	0.00	56.8	-144.6	72.7	18.3	1825	53.1	9.5

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	-0.00083	0.00034	0.50	0.40	0.000479 (0.000434)	356	0.171 (0.20)	450.72

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:

Setti interni

Setti interni - SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata e per la parte di struttura fuori terra, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite ultimo statiche e sismiche. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 60cm. Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto nel piano Y-Z per $X=5.00m$.

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

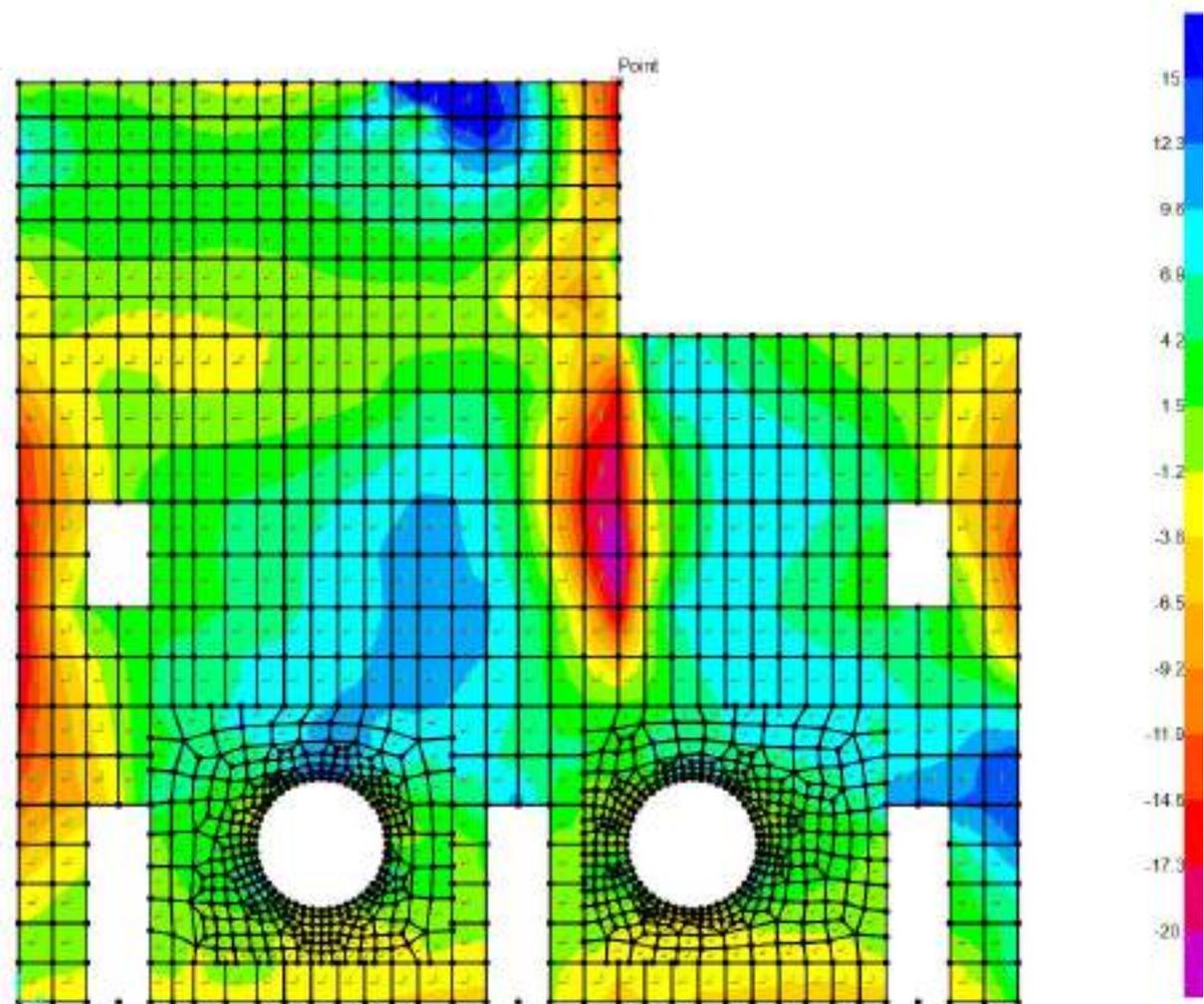


Figure 8-95: – M11,max

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

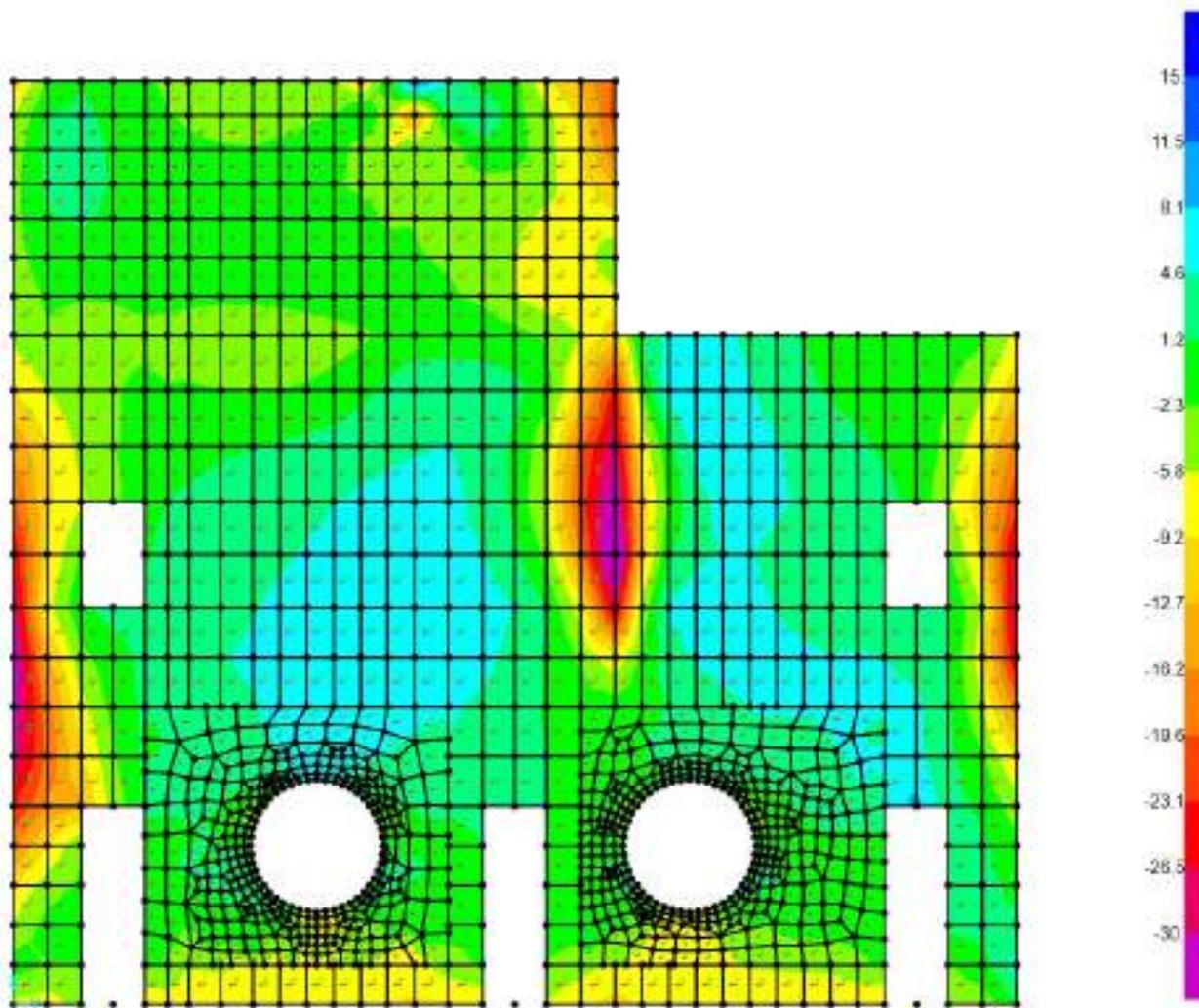


Figure 8-96: – M11,min

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

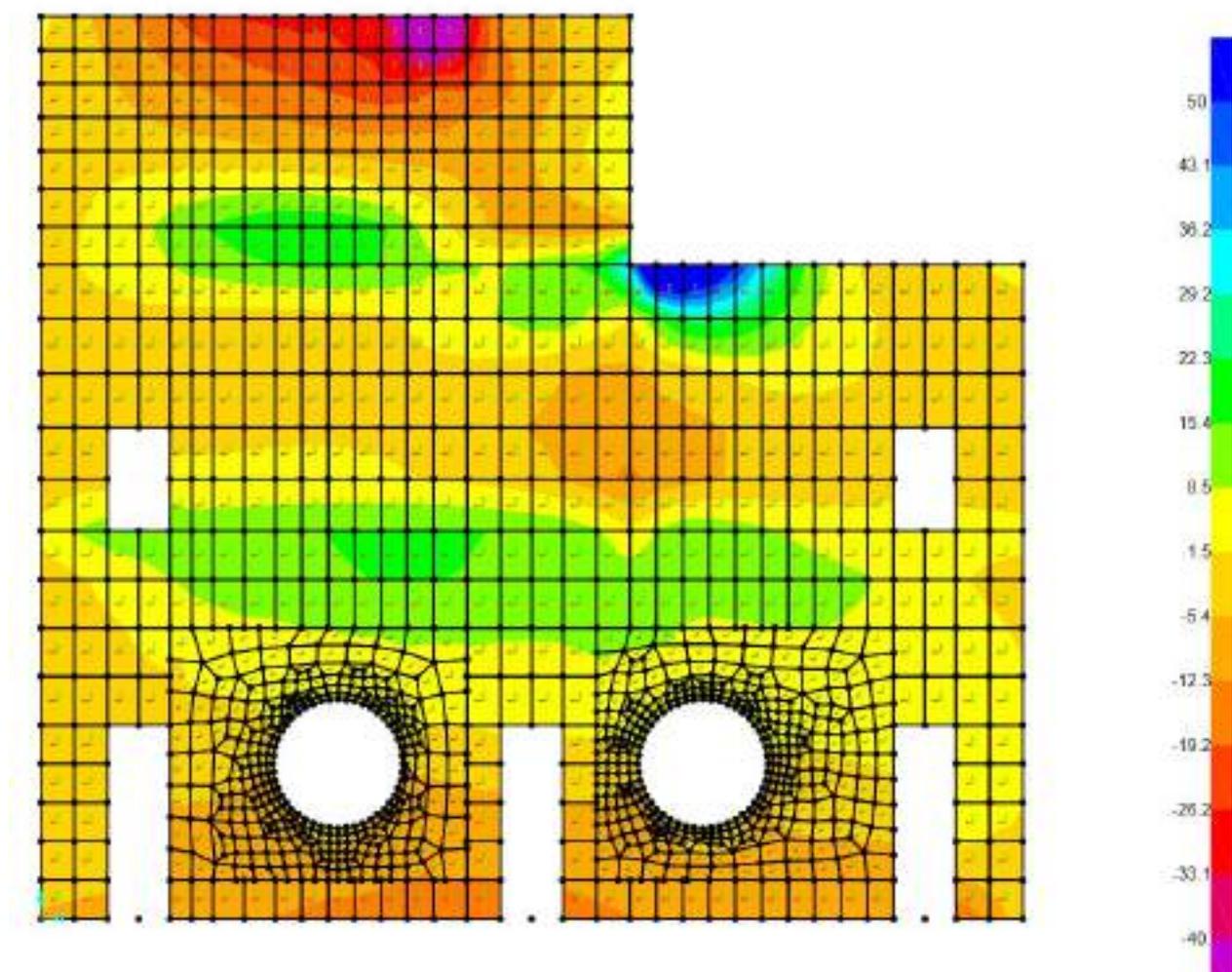


Figure 8-97: – M22,max

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

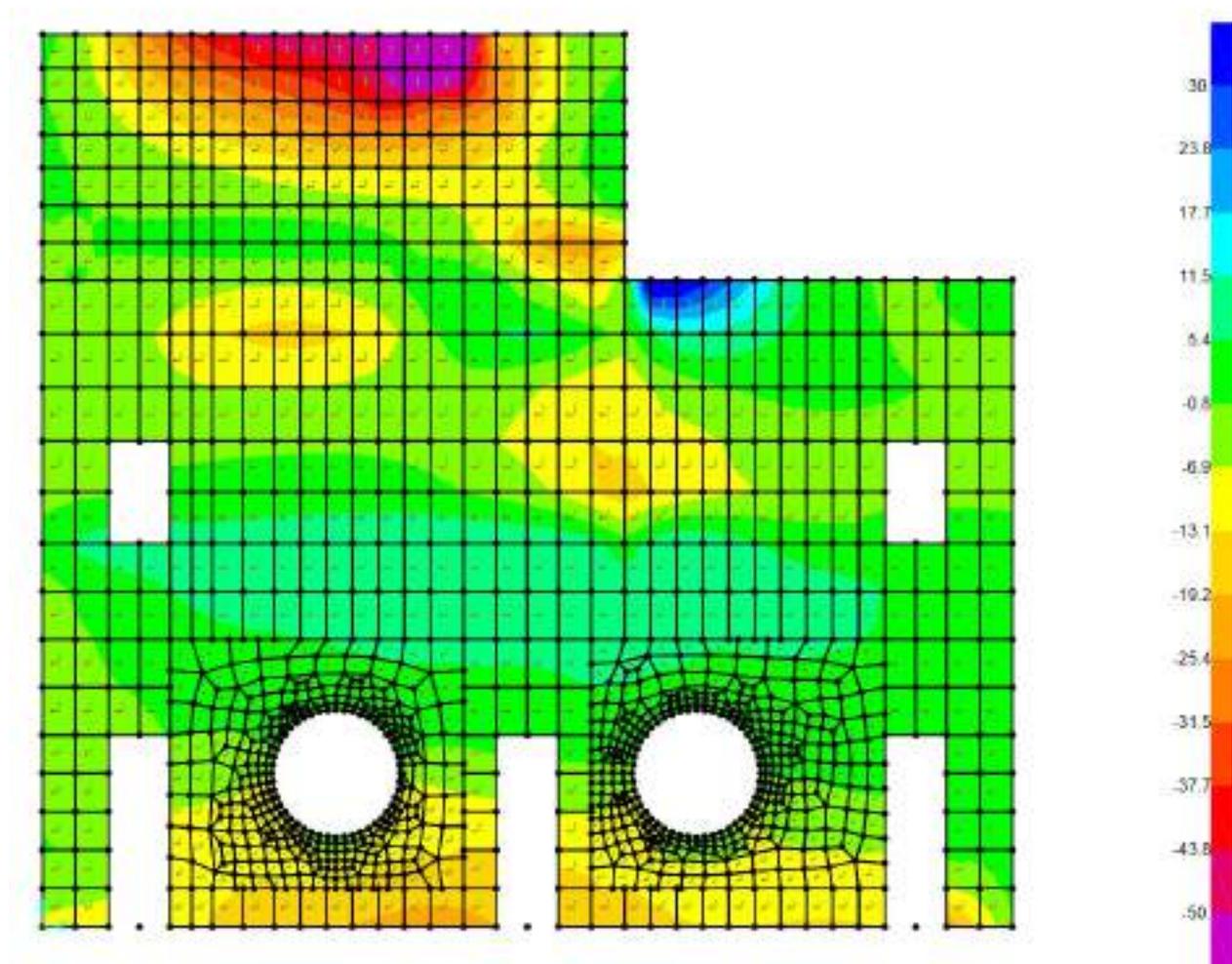


Figure 8-98: – M22,min

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13 (valori minimi)

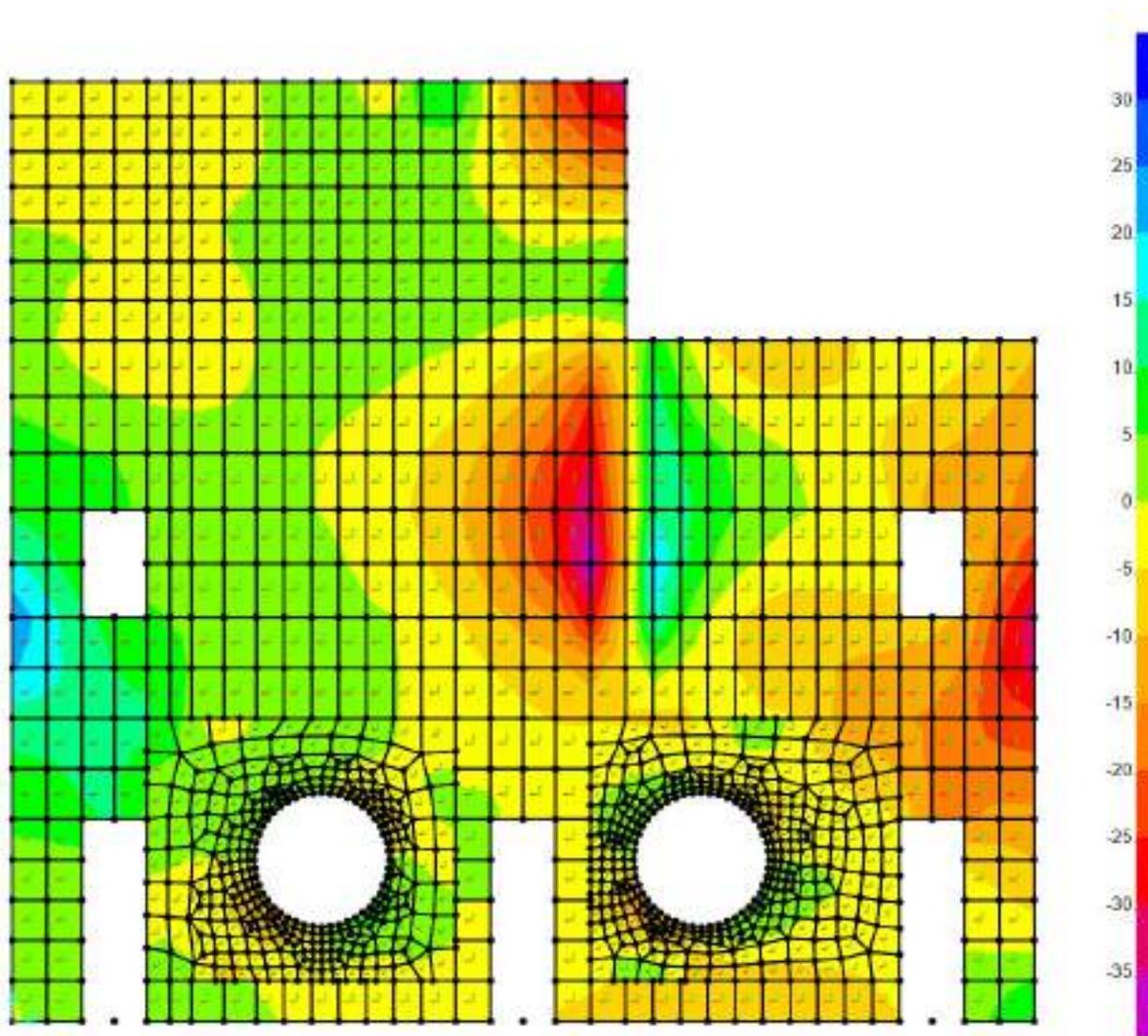


Figure 8-99: – V13,min

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23 (valori minimi)

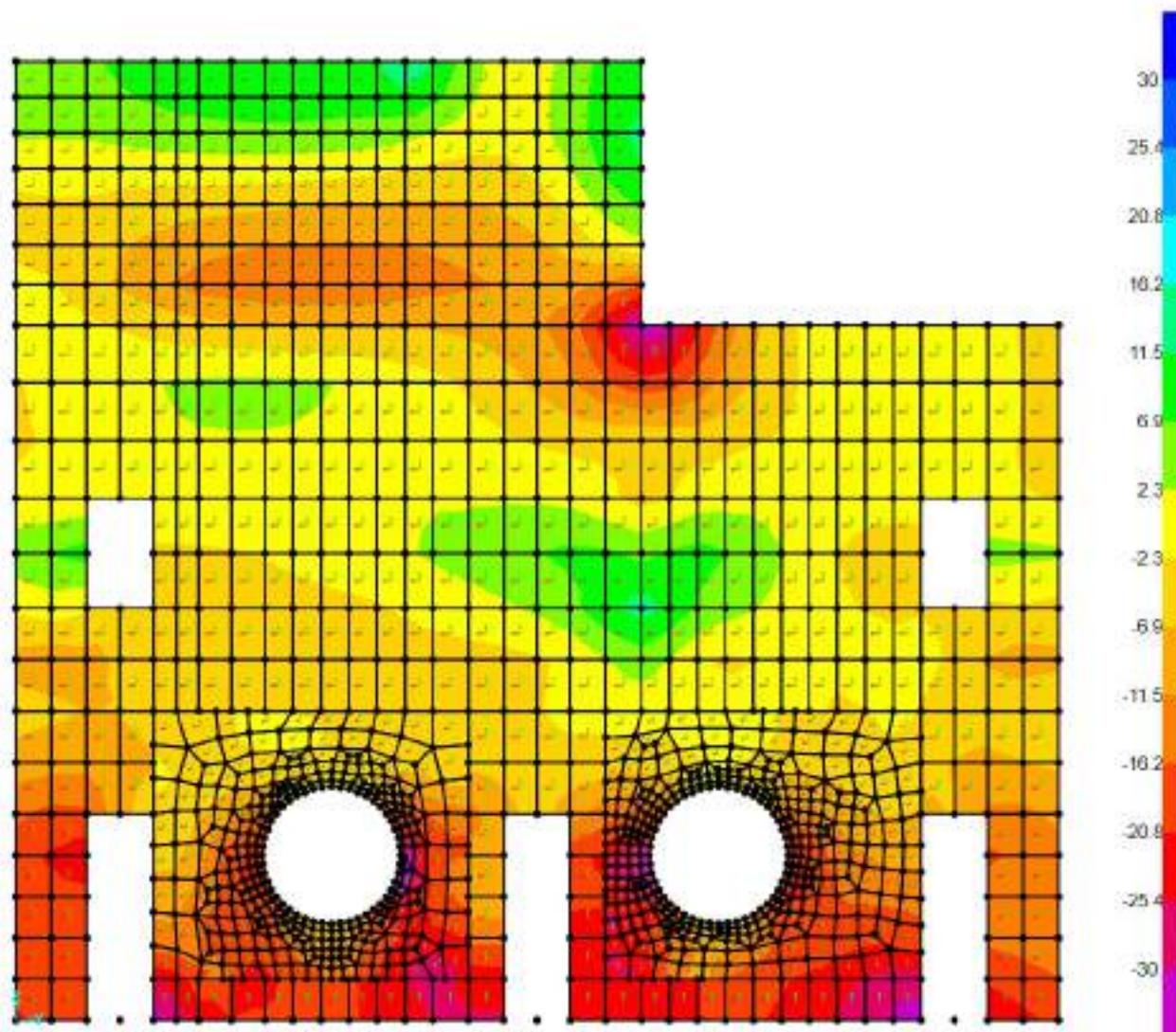


Figure 8-100: – V23,min

Setti interni SLE Quasi Permanente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata e per la parte di struttura fuori terra, con riferimento

alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Quasi Permanente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 60cm. Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto nel piano Y-Z per X=5.00m.

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M11 orizzontale

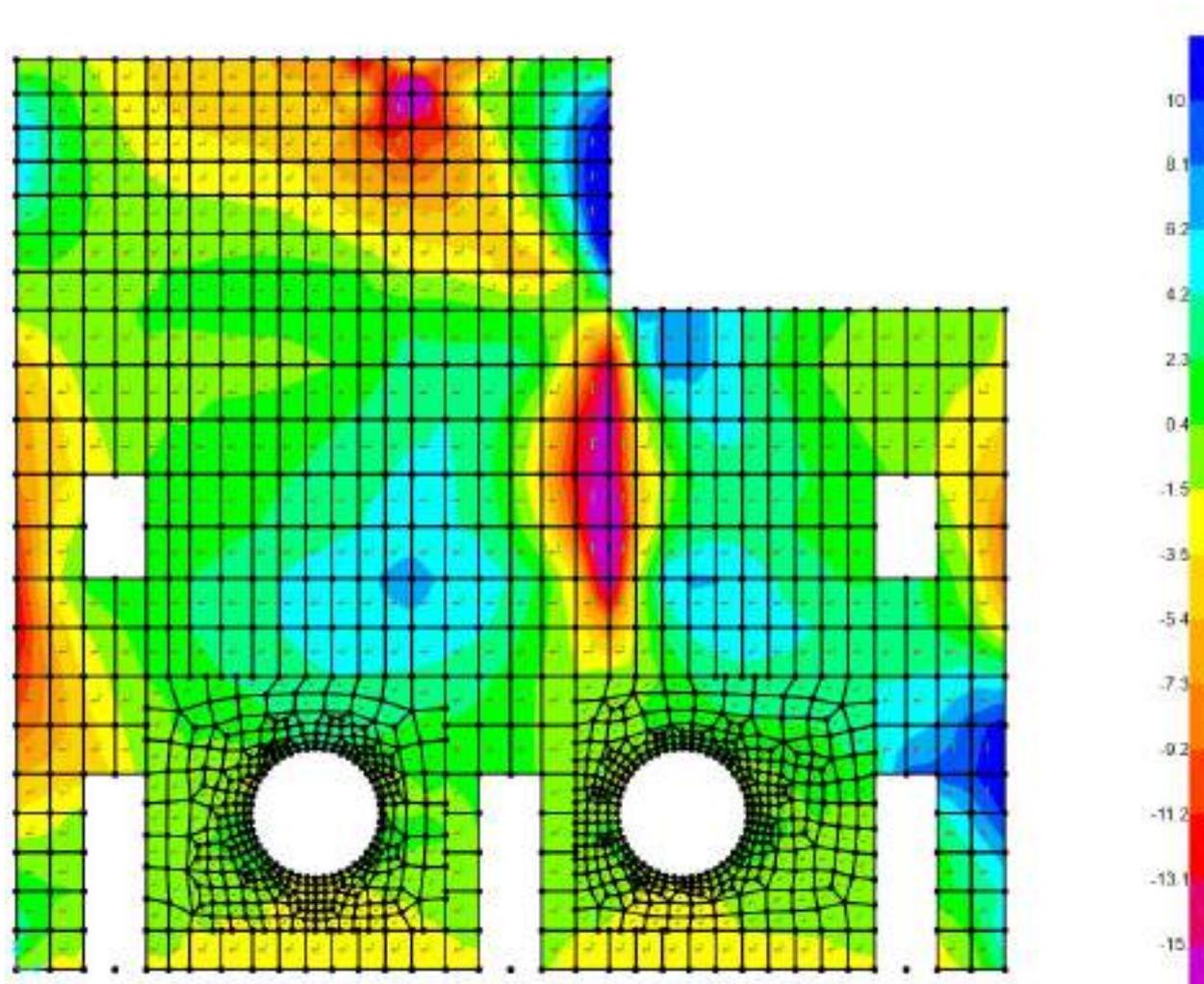


Figure 8-101: – M11

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

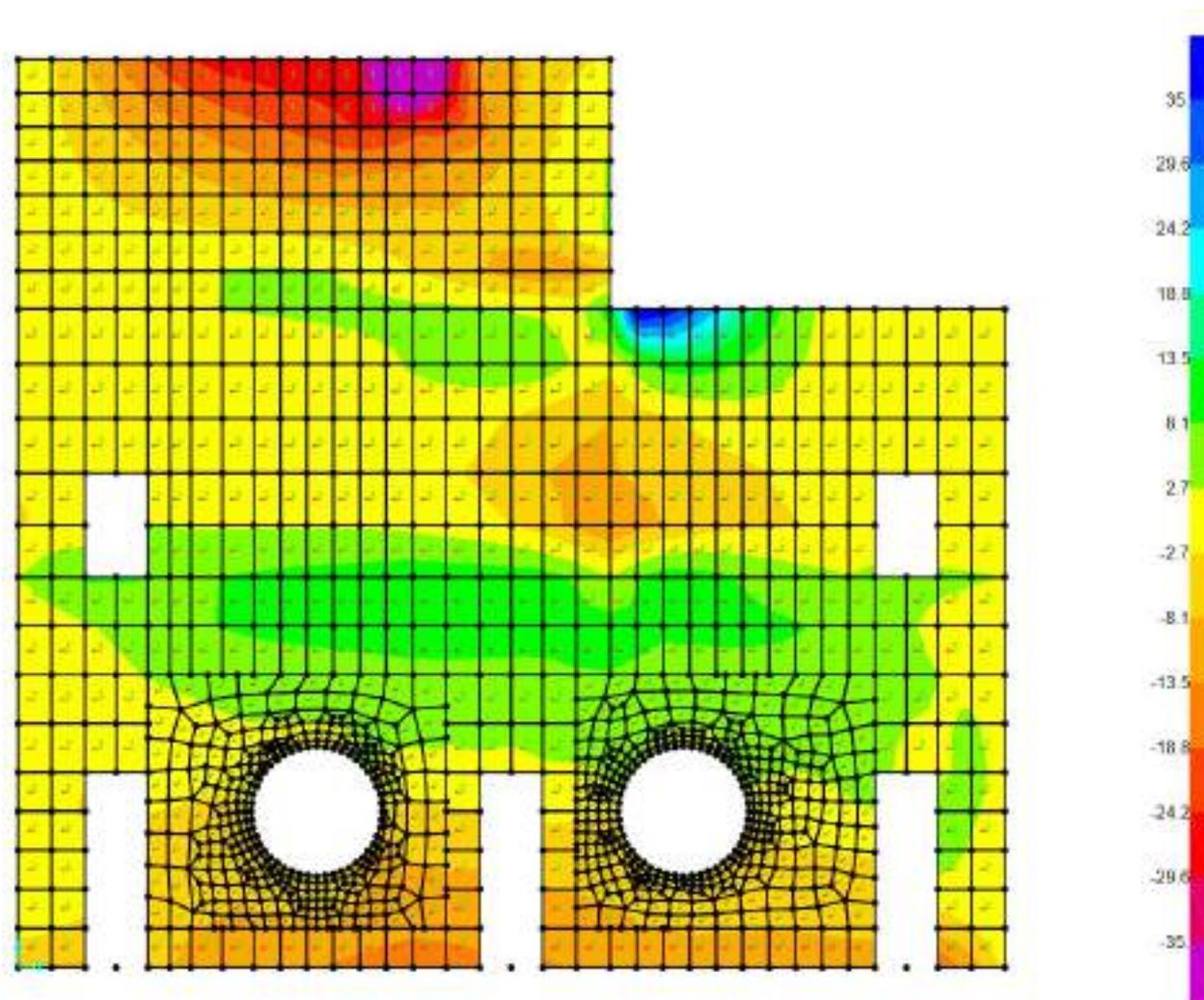


Figure 8-102: - M22

Setti interni SLE Frequente

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata e per la parte di struttura fuori terra, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Frequente. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 60cm. Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto nel piano Y-Z per $X=5.00\text{m}$.

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori massimi)

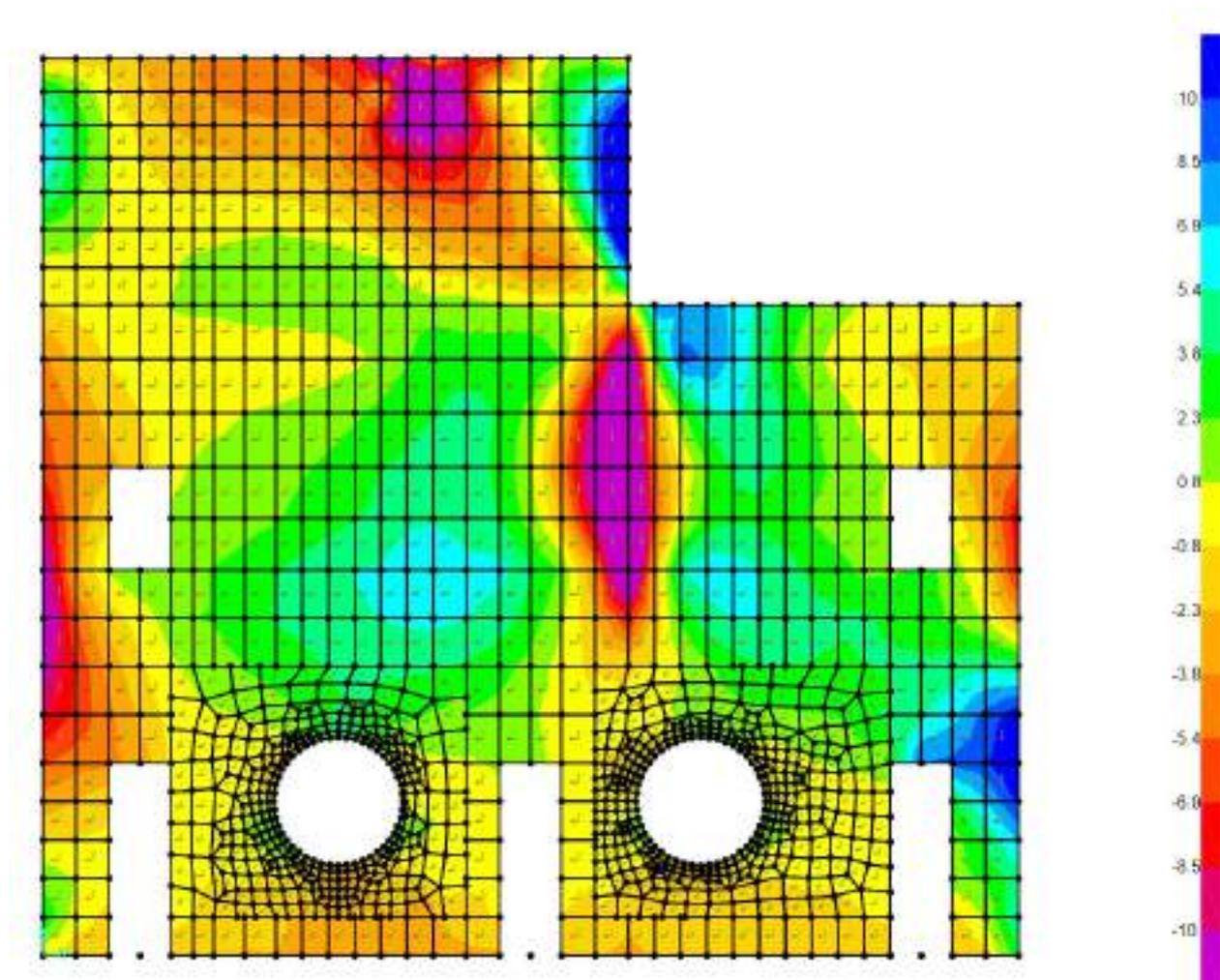


Figure 8-103: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

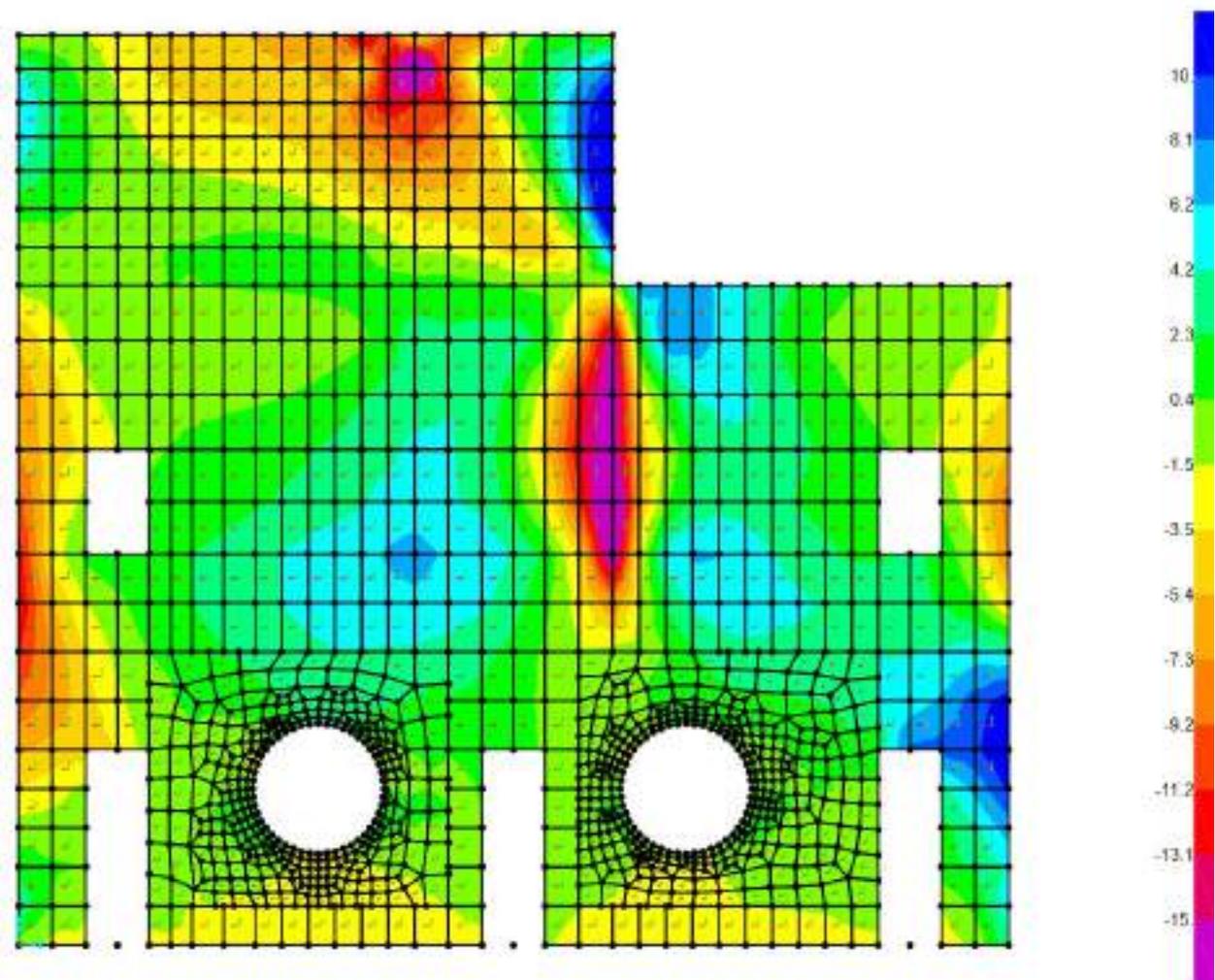


Figure 8-104: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori massimi)

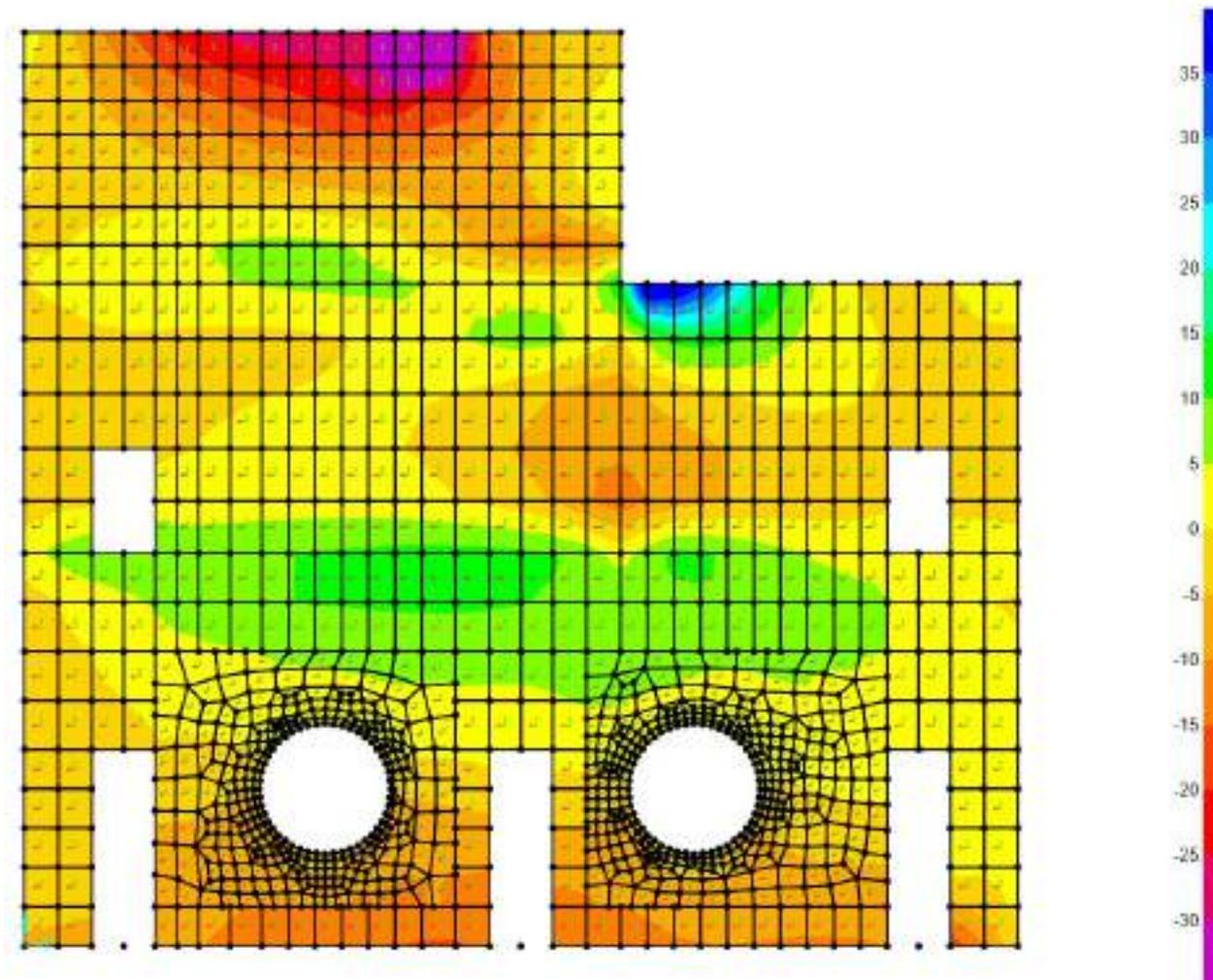


Figure 8-105: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)

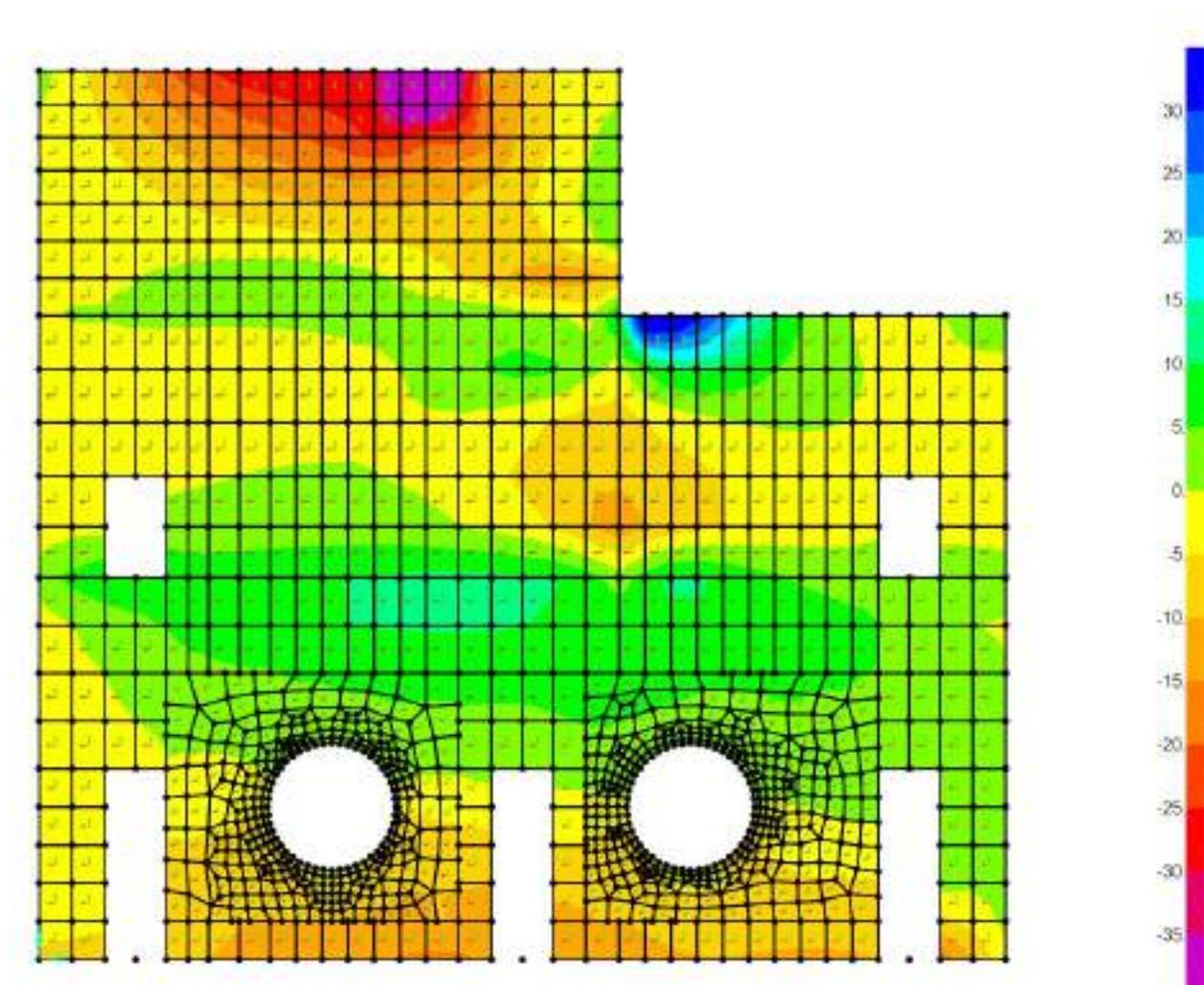


Figure 8-106: – M22,min

Setti interni SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni relative ai setti interni per la parte di struttura interrata e per la parte di struttura fuori terra, con riferimento alle combinazioni di calcolo allo stato limite di esercizio in combinazione Rara. Lo spessore delle pareti verticali è pari a 60cm. Le sollecitazioni maggiori si verificano per il setto nel piano Y-Z per $X=5.00m$.

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori massimi)

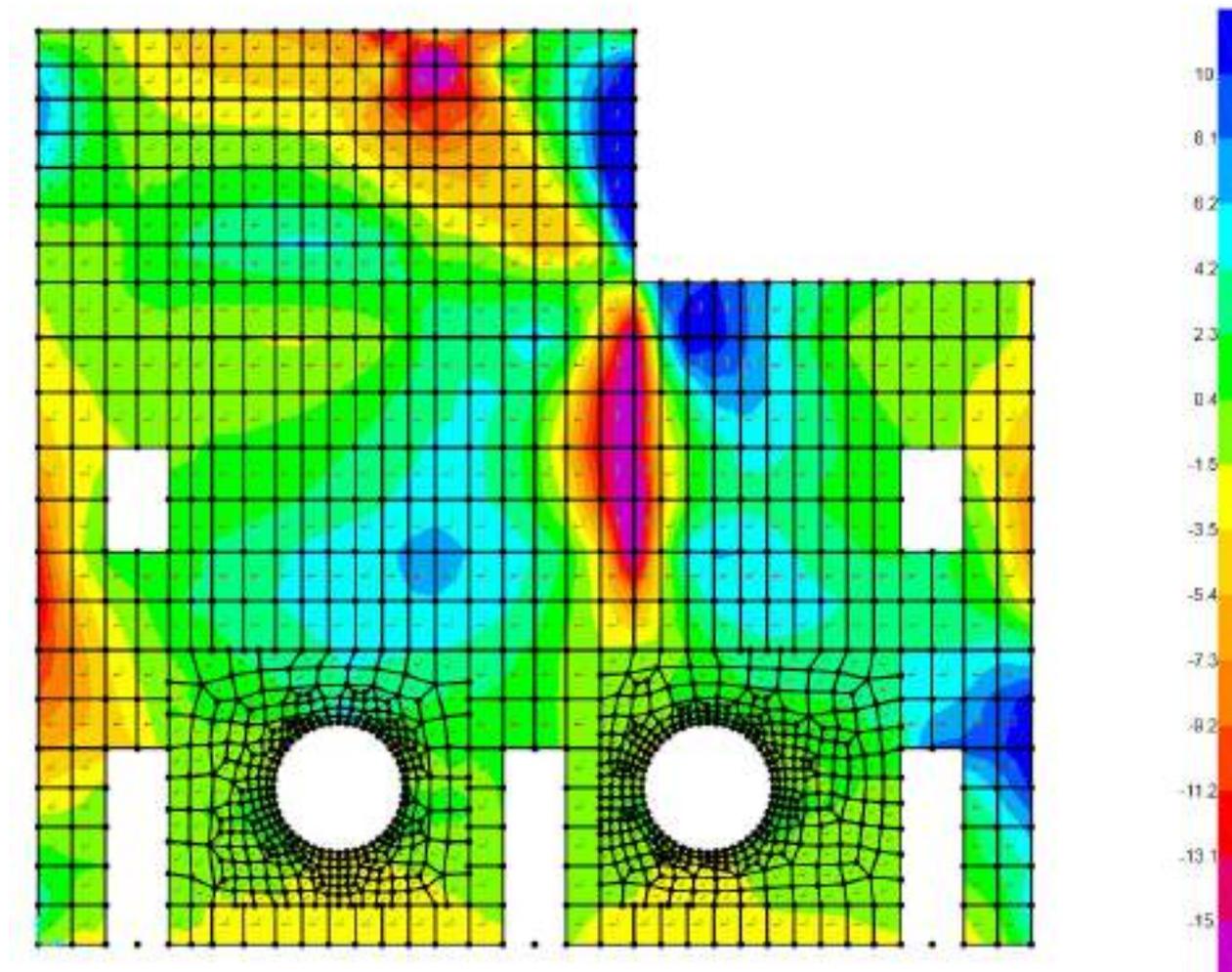


Figure 8-107: – M11,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)

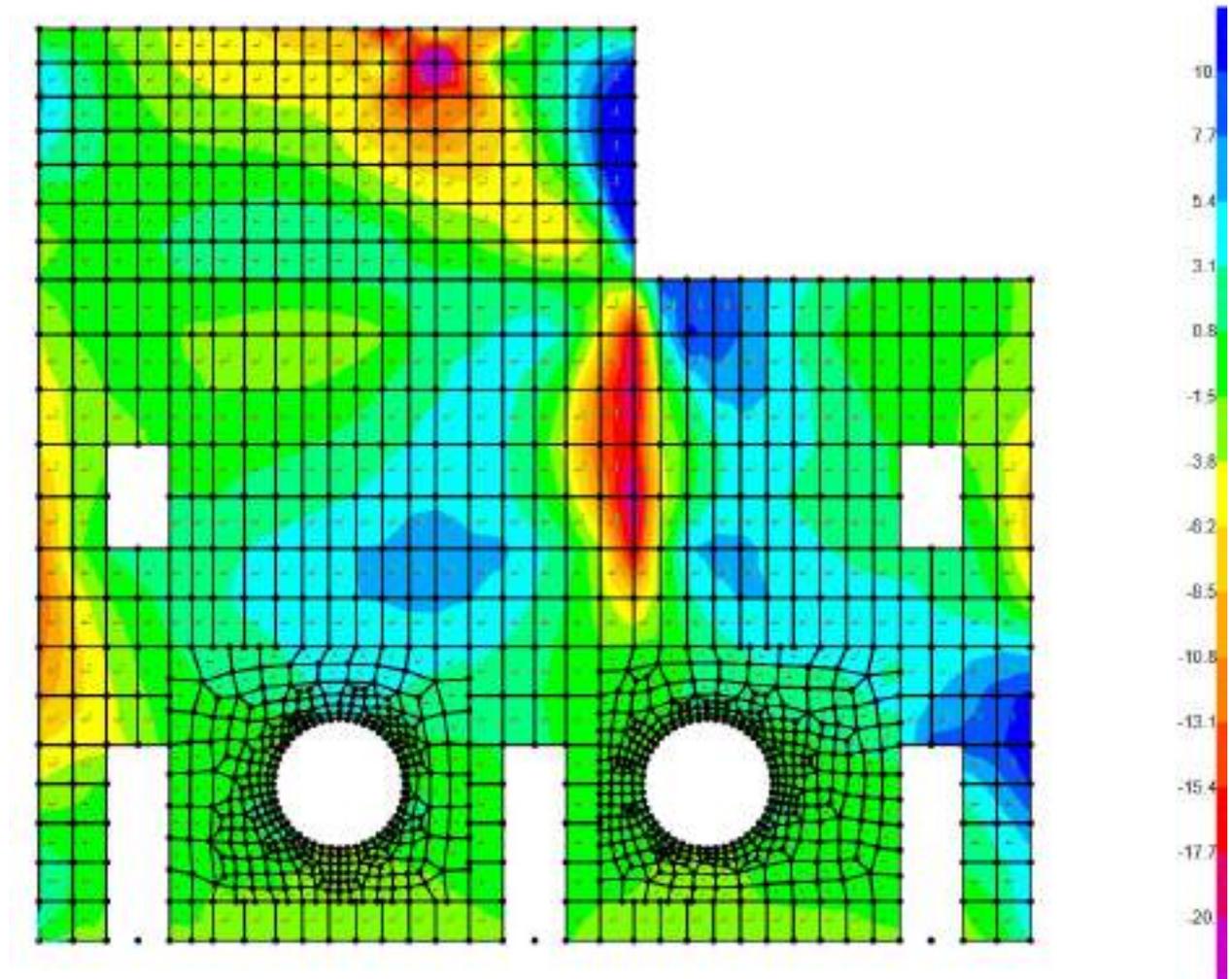


Figure 8-108: – M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori massimi)

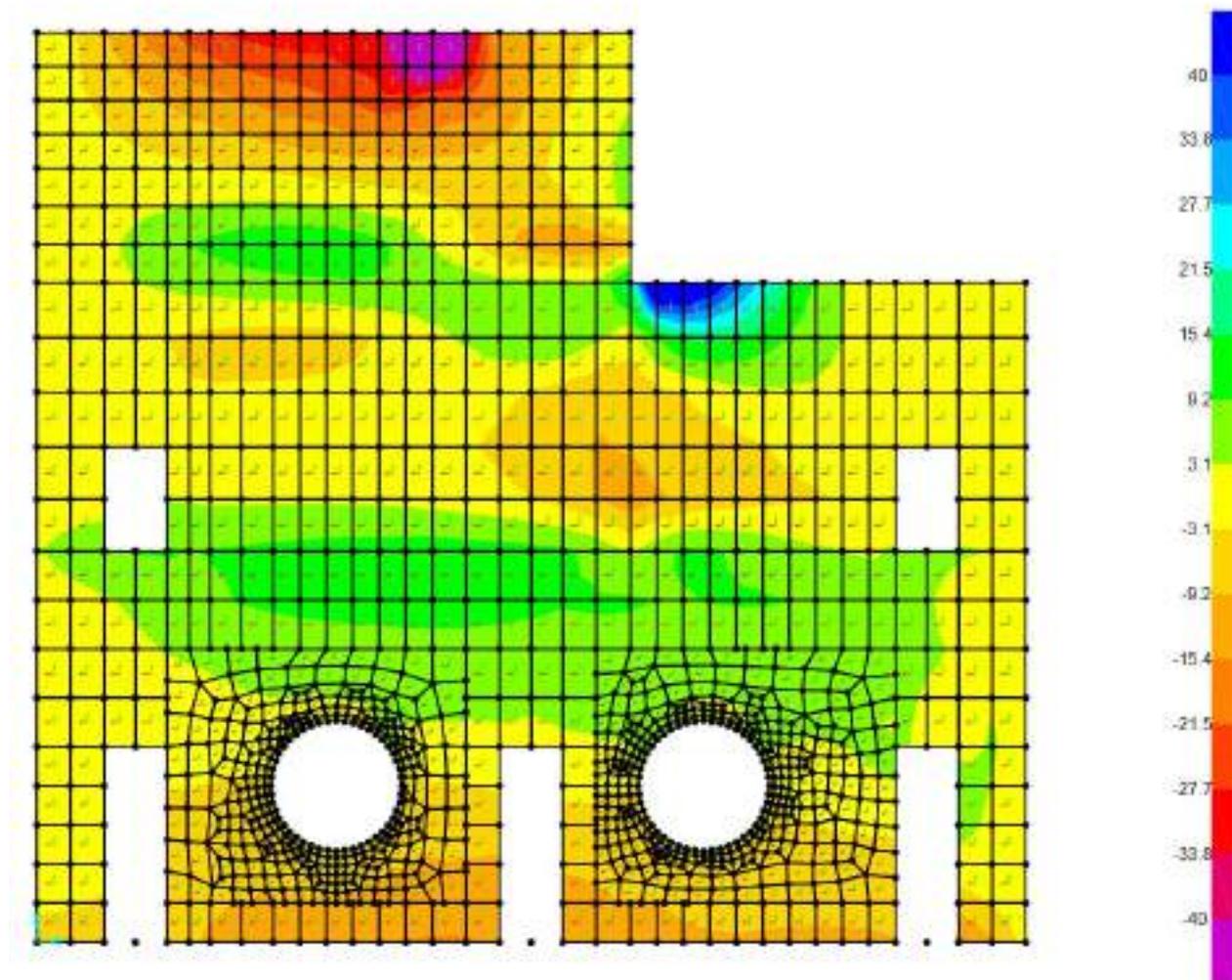


Figure 8-109: – M22,max

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)

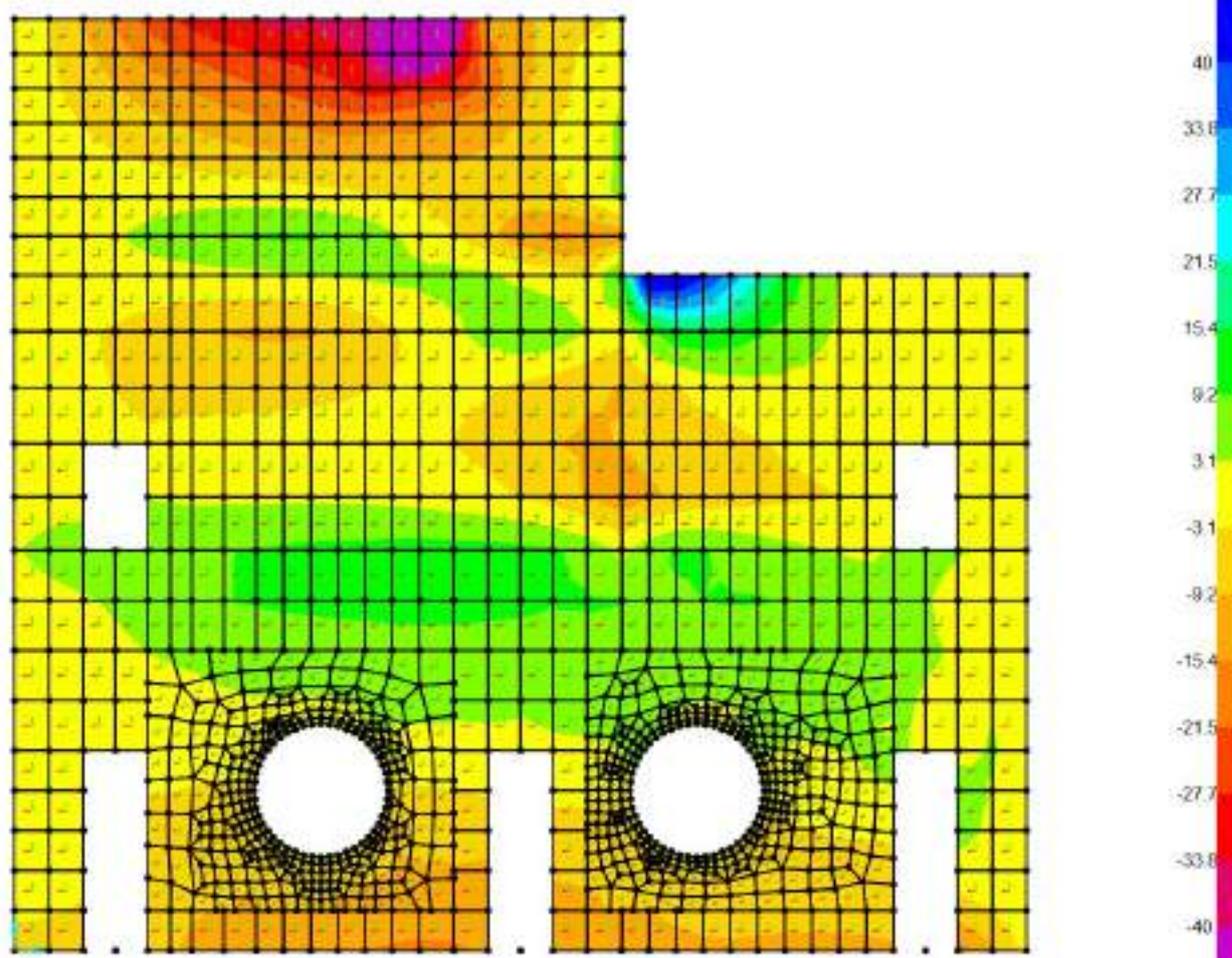


Figure 8-110: – M22,min

Verifiche Setti interni

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. I setti interni, per la parte di struttura interrata e per la parte di struttura fuori terra, hanno spessore di 60cm 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
	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:	60.0	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	30.00	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	20.00

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	15.00 (205.80)

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	15.00 (205.80)

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	30.00	0.24	375.51	12.517	52.6	0.15	0.70	38.0 (8.8)

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	0.57	60.0	0.00	46.3	-23.1	50.7	15.4	1545	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	-0.00011	0.00003	0.50	0.60	0.000052 (0.000052)	583	0.030 (0.30)	205.80

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	0.43	60.0	0.00	46.3	-17.3	50.7	15.4	1545	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	-0.00011	0.00003	0.50	0.40	0.000052 (0.000052)	583	0.030 (0.20)	205.80

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. $\beta1*\beta2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta1*\beta2$: 0.50
 Comb.Rare - Sf Limite: 360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	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	50.00	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	40.00

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	35.00 (211.30)

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	35.00 (211.30)

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	50.00	0.02	381.95	7.639	53.7	0.12	0.70	38.0 (9.2)

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	1.02	60.0	0.00	46.3	-43.9	52.9	15.4	1545	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	-0.00023	0.00007	0.50	0.60	0.000115 (0.000115)	508	0.059 (0.30)	211.30

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	0.89	60.0	0.00	46.3	-38.4	52.9	15.4	1545	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	-0.00023	0.00007	0.50	0.40	0.000115 (0.000115)	508	0.059 (0.20)	211.30

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
$h = 600$	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	$A_{s1} =$	5 \emptyset	22 = 19.01 cm ²
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s2} =$	0 \emptyset	0 = 0.00 cm ²
$d = 529$	mm altezza utile	$A_{s3} =$	0 \emptyset	0 = 0.00 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 kN	$V_{ed} =$	35.0 kN
------------	--------	------------	---------

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.615$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.406$	
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.004$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa < 0.2 f _{cd}

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

$$V_{Rd} = 231.4 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 214.9 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 231.4 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m.

Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per la soletta di copertura della struttura fuori terra. La copertura è realizzata con una soletta piena in c.a. dello spessore di 20cm.

Inviluppo momento flettente SLU-SLV orizzontale M11

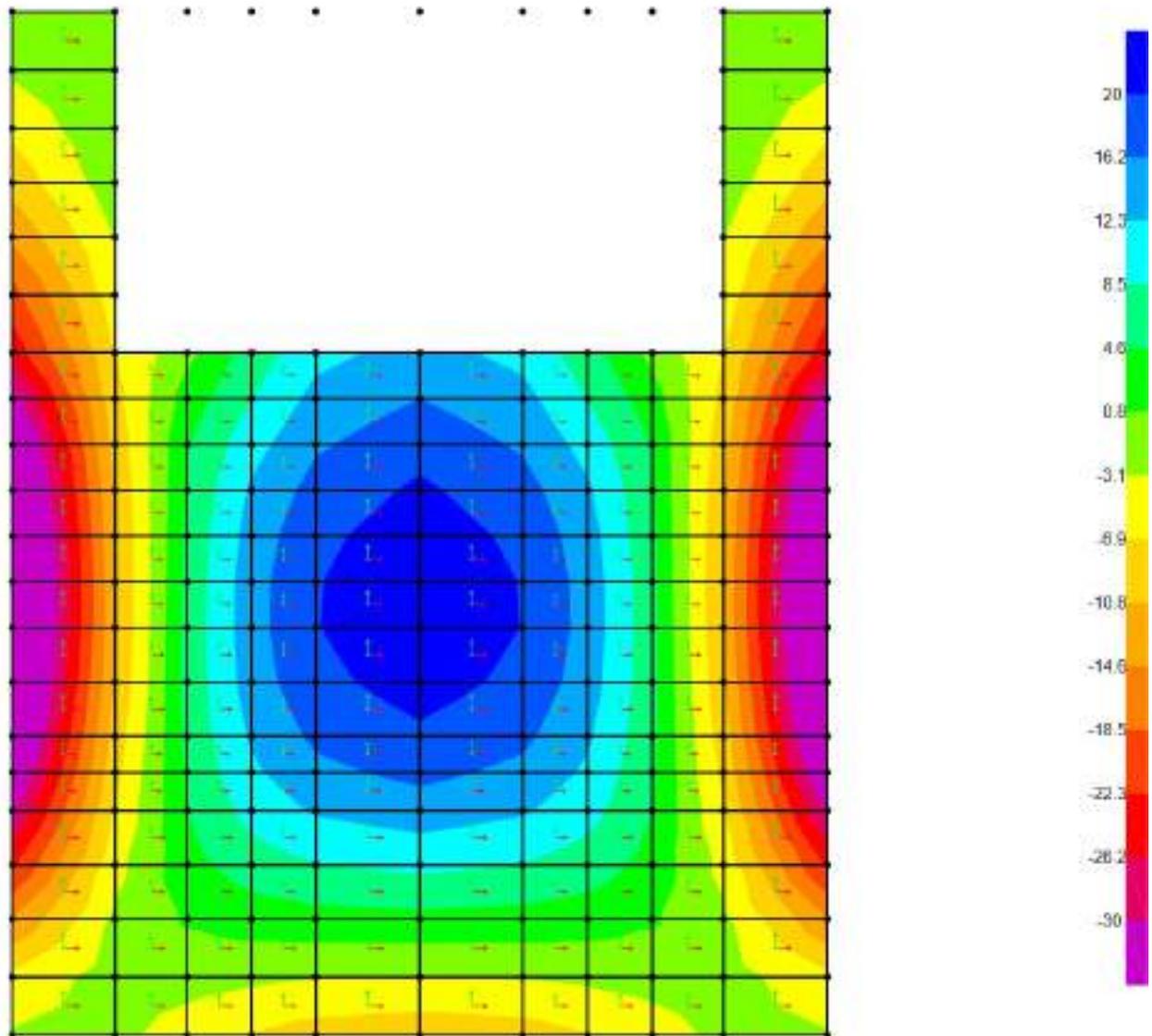


Figure 8-111: - $M_{11,max}$ - $M_{11,min}$

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M22

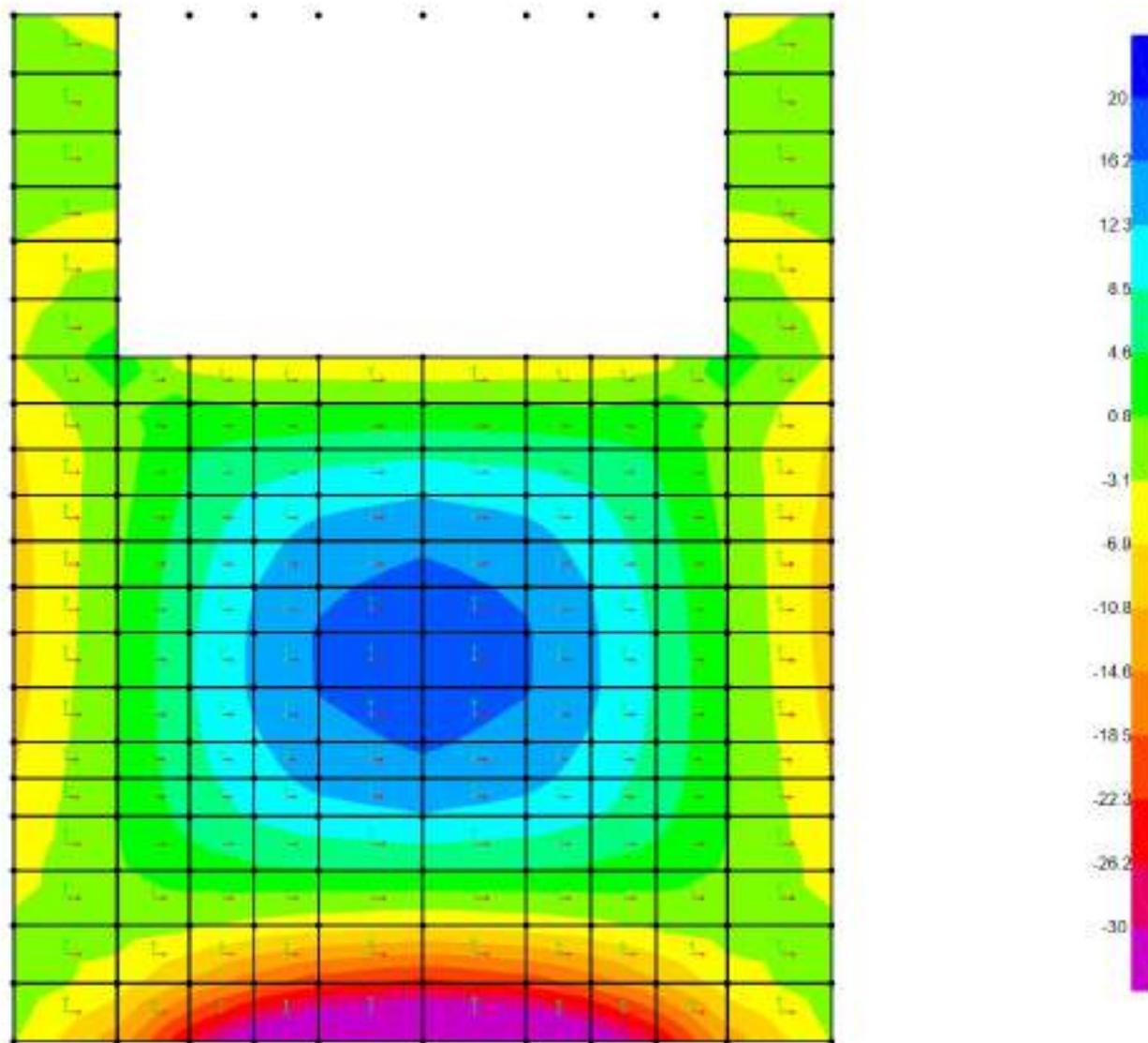


Figure 8-112: - $M_{22,max} - M_{22,min}$

Inviluppo taglio SLU-SLV orizzontale V13

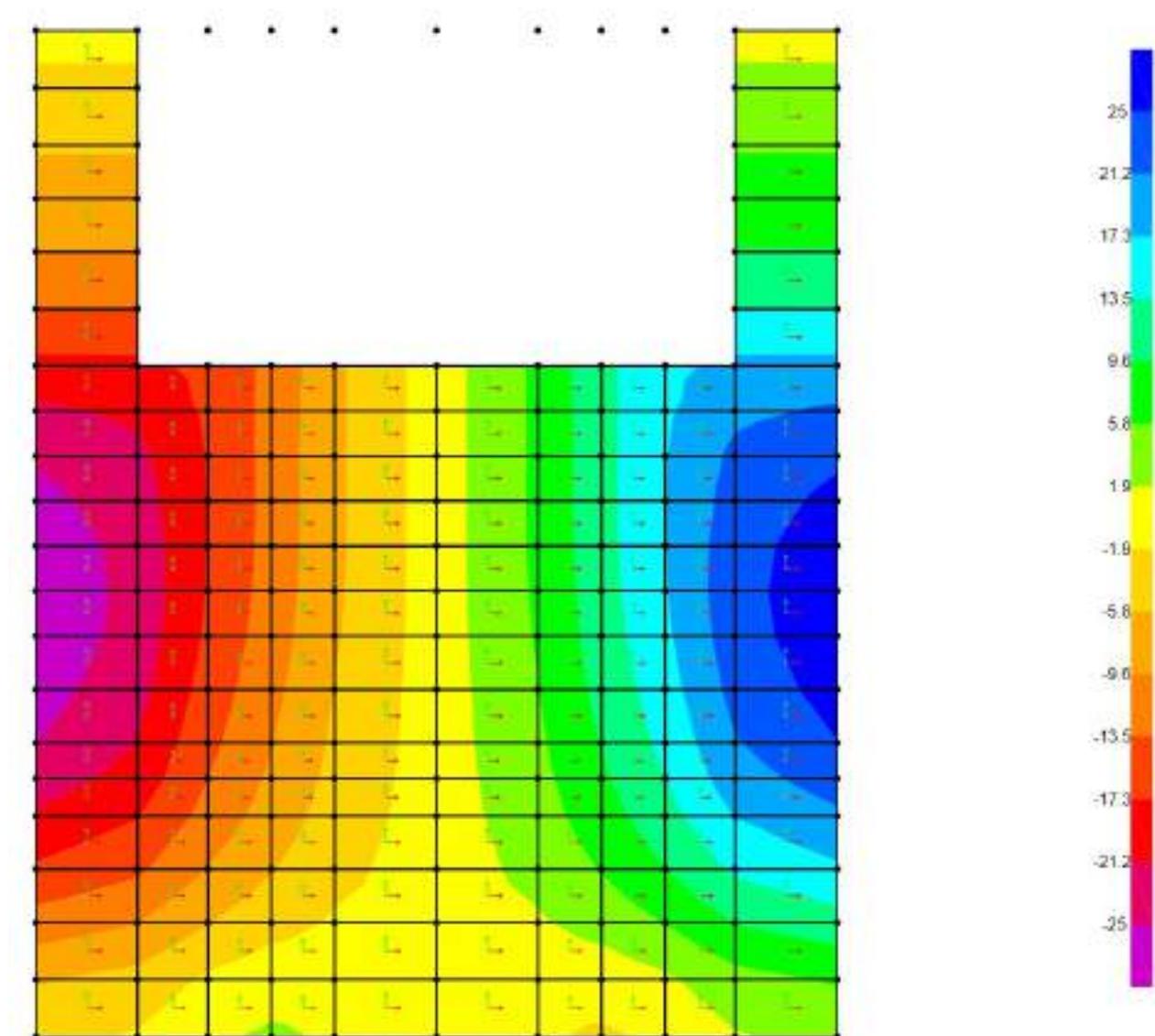


Figure 8-113: – V13

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23

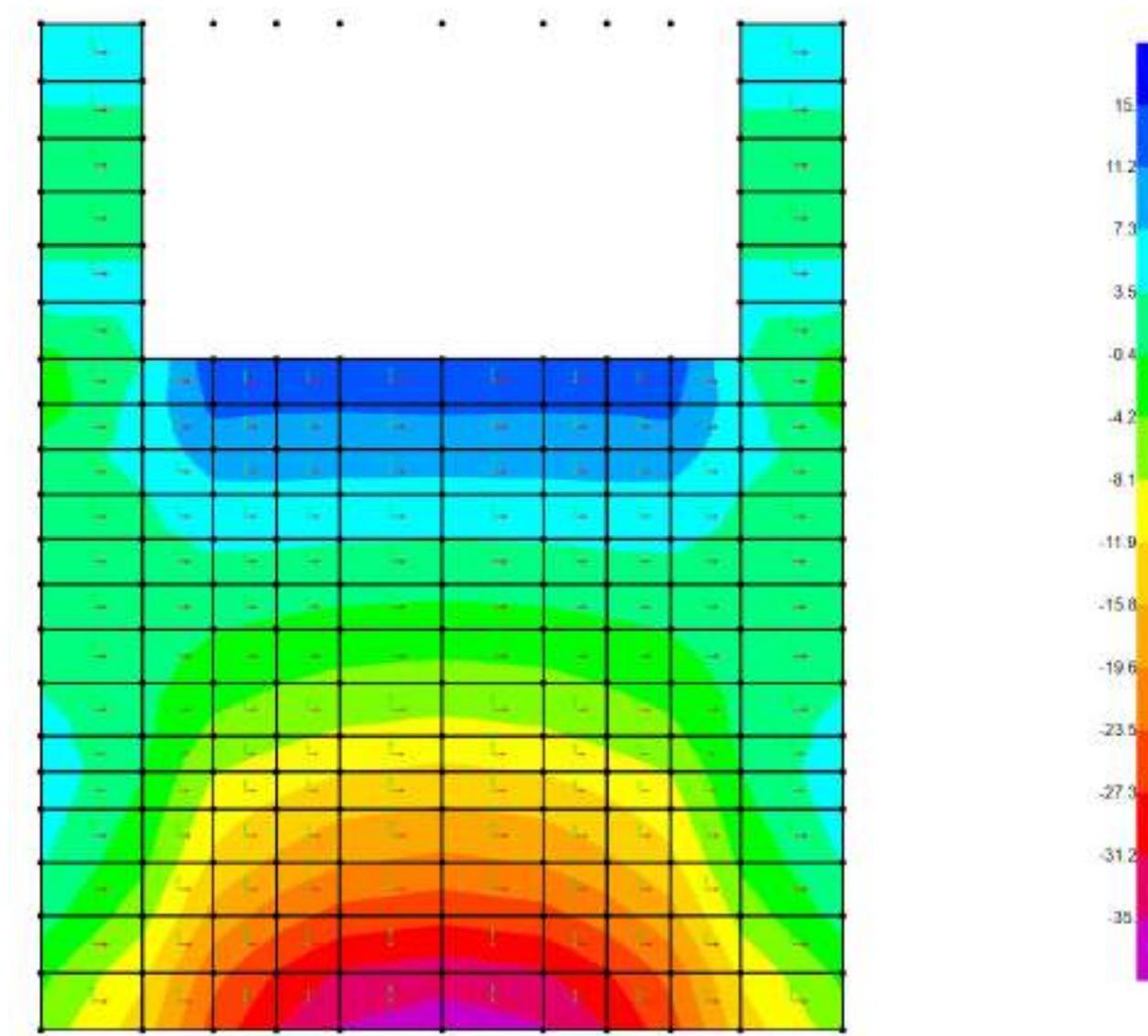


Figure 8-114: – V23

Soletta di copertura a quota 412.76m 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

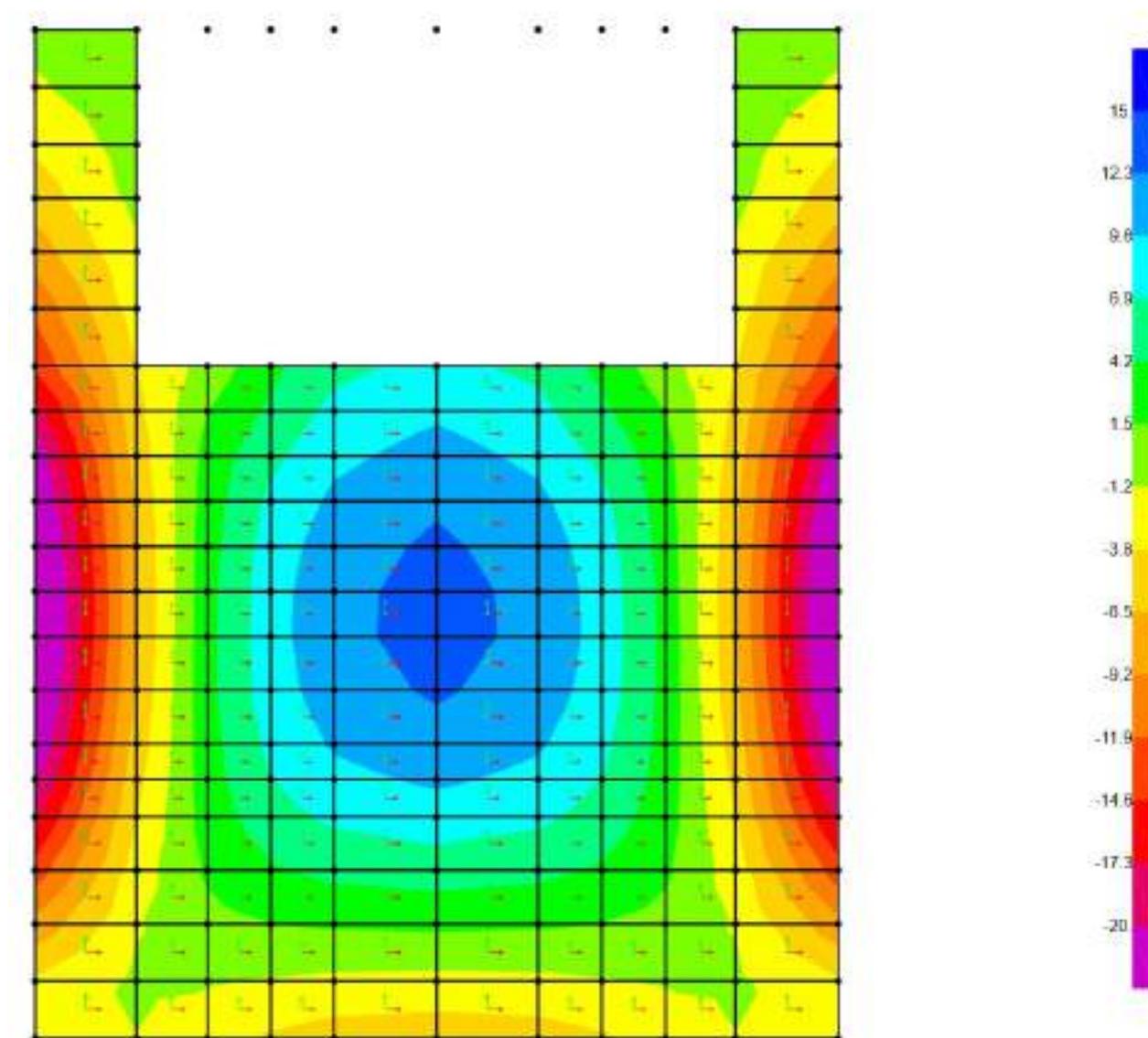


Figure 8-115: - M11,max - M11,min

Momento flettente SLE – Quasi Permanente -M22 verticale

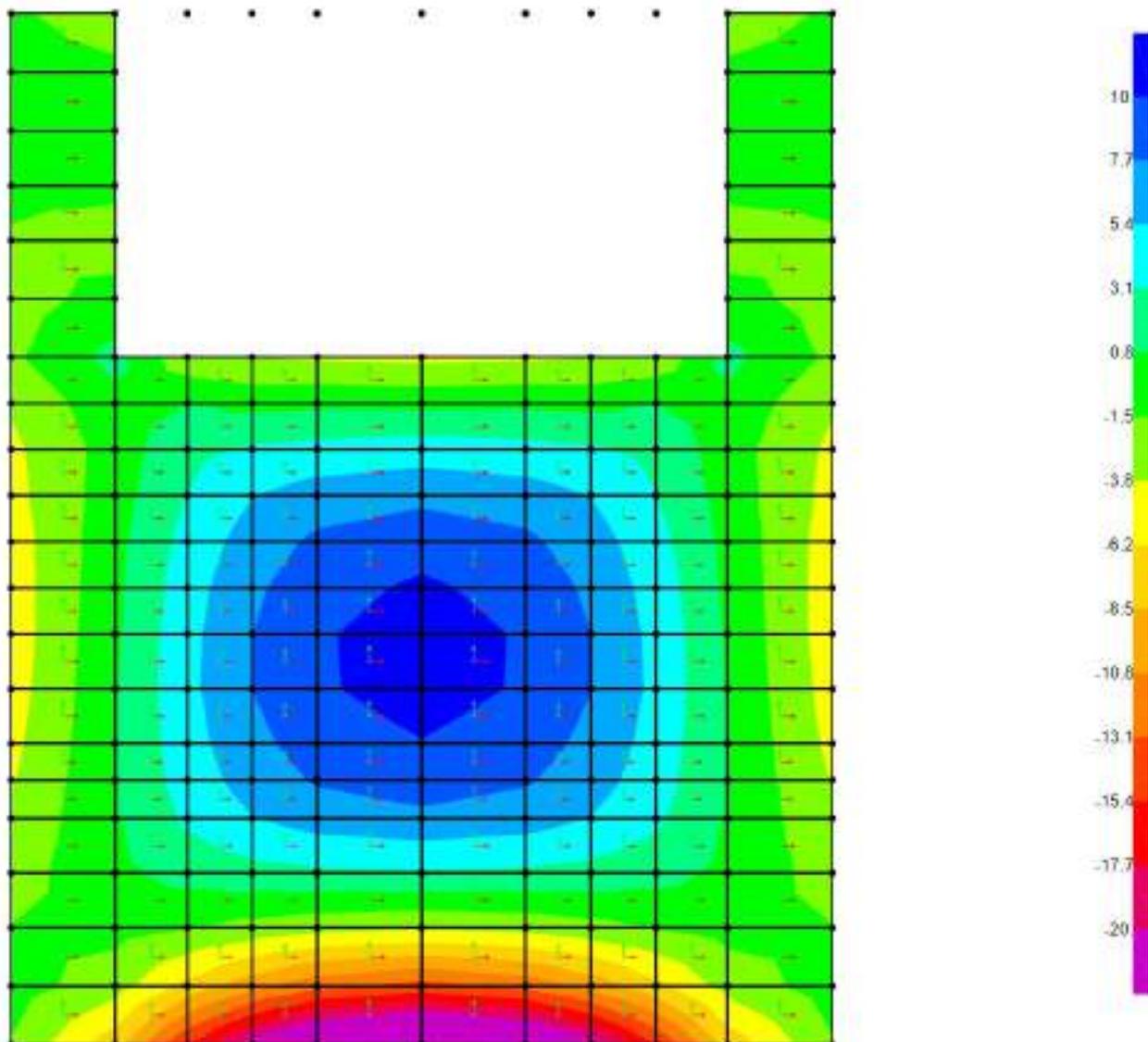


Figure 8-116: – $M_{22,max}$ – $M_{22,min}$

Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLE Frequente

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

Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11

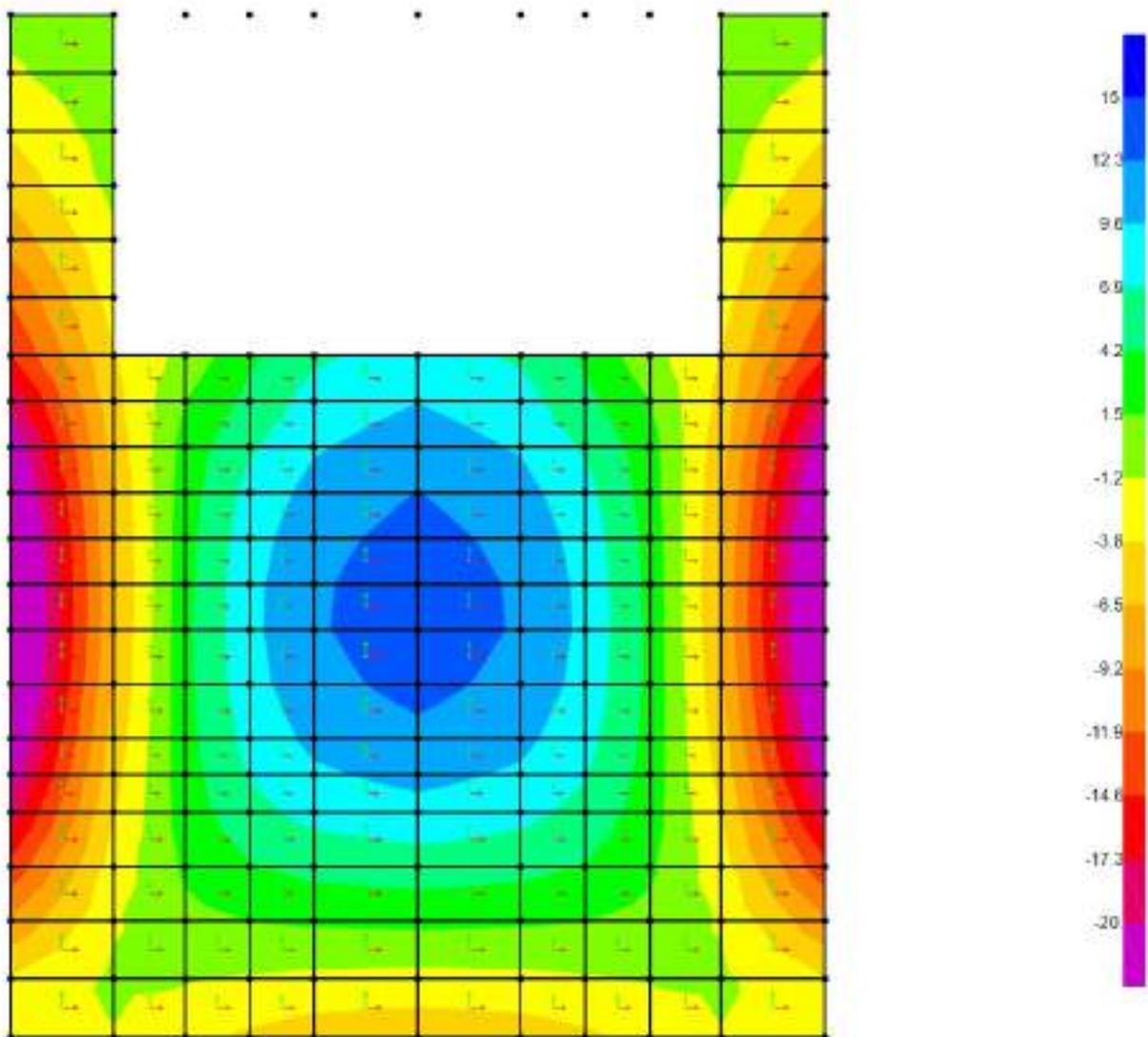


Figure 8-117: - M11,max - M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22

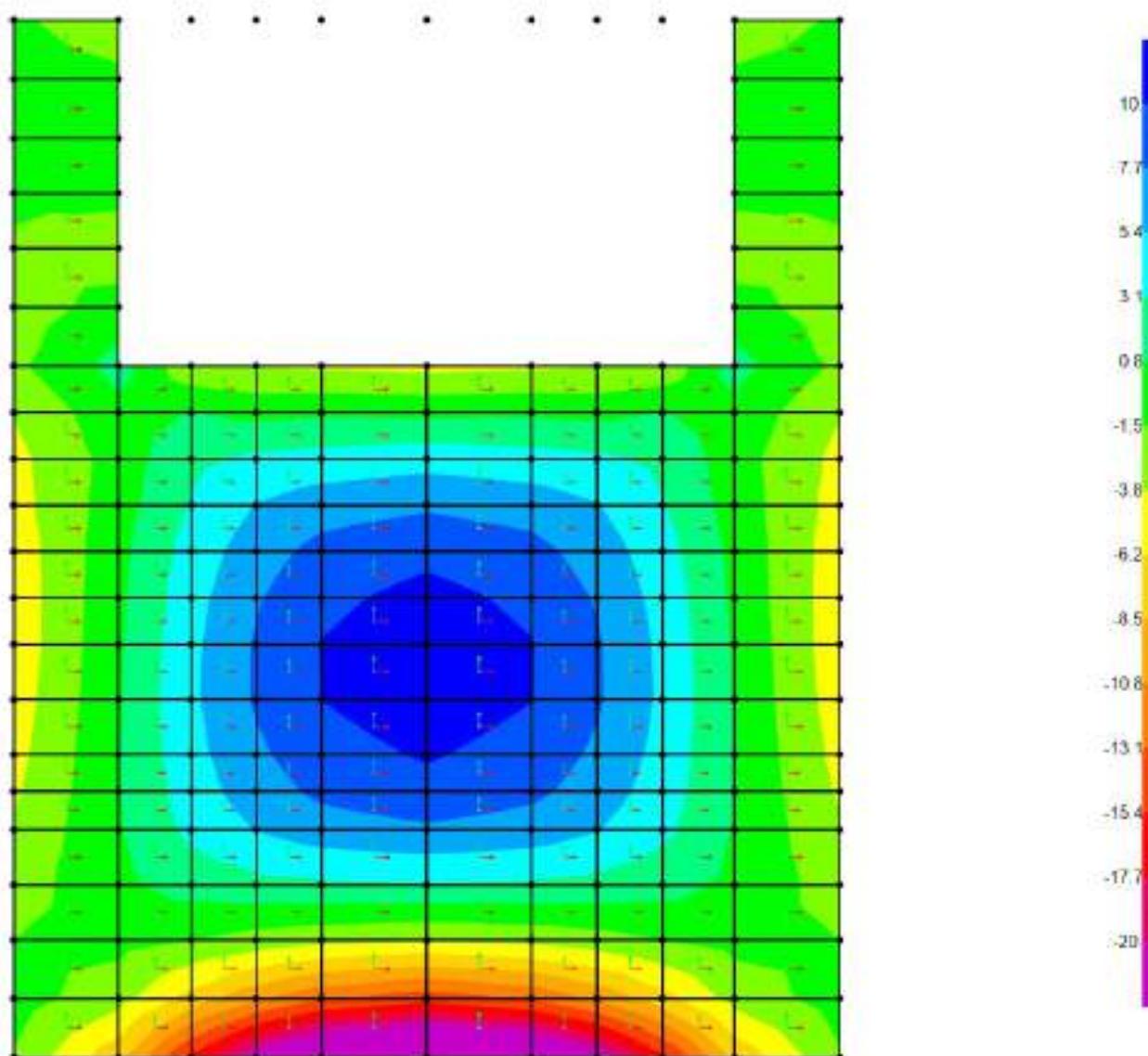


Figure 8-118: – M22,max - M22,min

Soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m. SLE RARA

Si riportano di seguito le mappe di sollecitazione in combinazione RARA

Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11

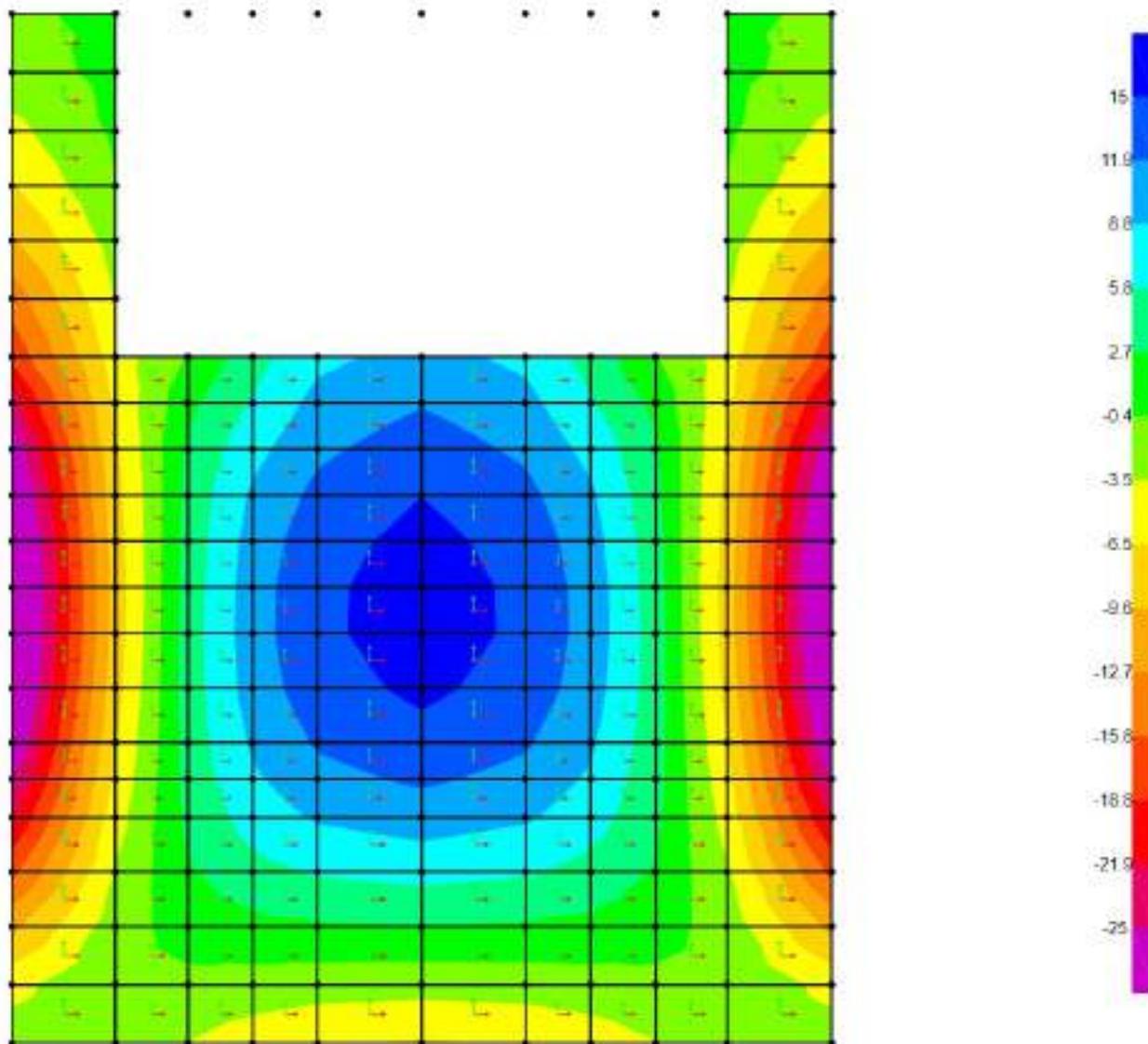


Figure 8-119: - M11,max - M11,min

Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22

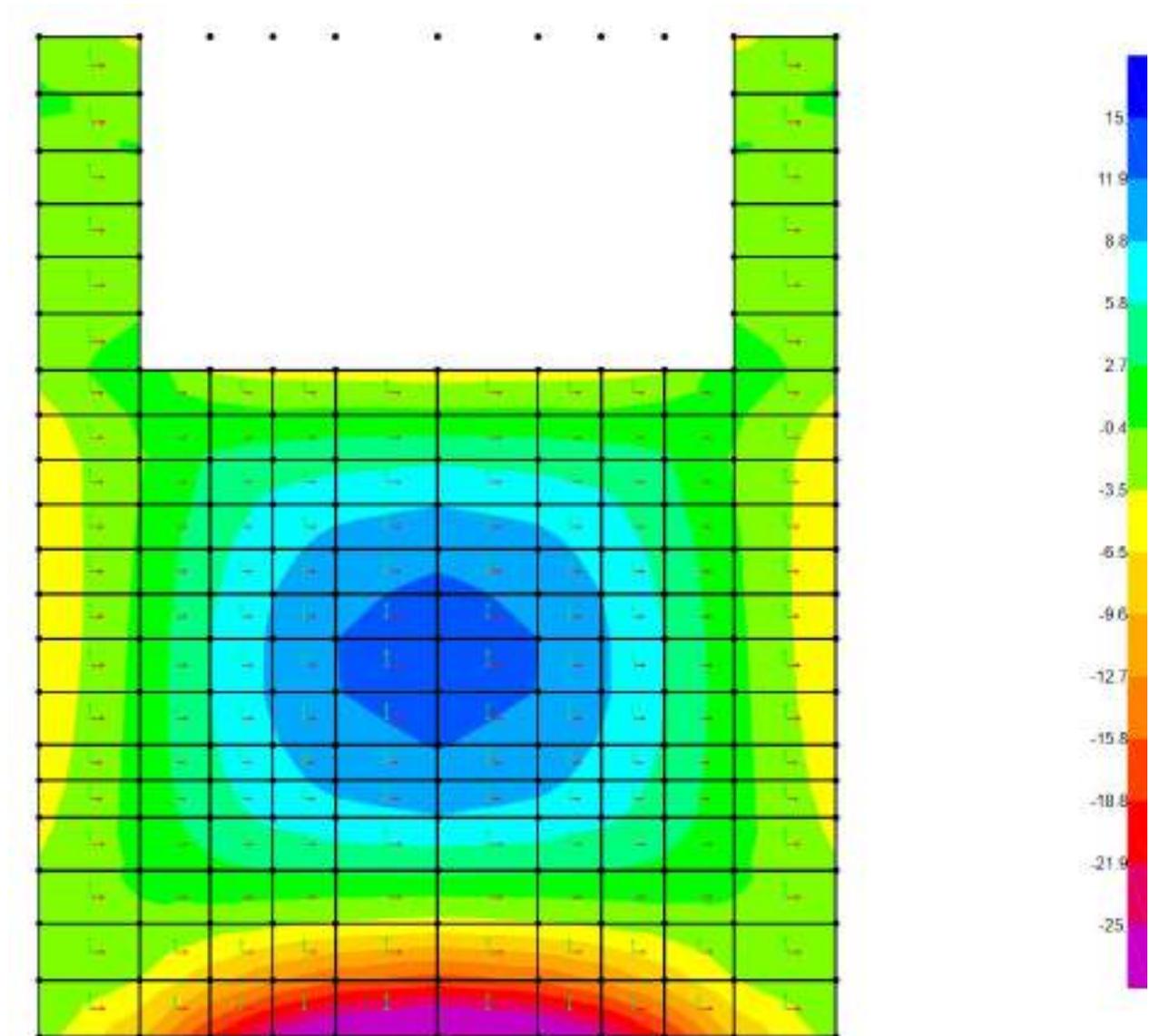


Figure 8-120: - M22,max - M22,min

Verifiche soletta di copertura a quota 412.76m s.l.m.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. Le sezioni maggiormente sollecitate sono state verificate disponendo 7 ϕ 12 al lembo superiore e 7 ϕ 12 al lembo inferiore in direzione orizzontale e 10 ϕ 12 al lembo superiore e 10 ϕ 12 al lembo inferiore in direzione verticale.

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:	20.0	cm
Barre inferiori:	7 ϕ 12	(7.9 cm ²)
Barre superiori:	7 ϕ 12	(7.9 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.4	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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

MT		Momento torcente [kN m]		
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	30.00	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	25.00		

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	20.00 (21.06)		

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 (21.06)		

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	30.00	-0.22	50.76	1.692	15.8	0.31	0.82	15.8 (2.4)

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+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	9.33	20.0	0.00	15.1	-247.2	13.6	5.0	503	7.9	14.5

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00172	0.00056	0.50	0.60	0.000593 (0.000593)	327	0.194 (0.30)	21.06

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	7.46	20.0	0.00	15.1	-197.7	13.6	5.0	503	7.9	14.5

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	-0.00172	0.00056	0.50	0.40	0.000593 (0.000593)	327	0.194 (0.20)	21.06

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 f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	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:	20.0	cm
Barre inferiori:	10Ø12	(11.3 cm ²)
Barre superiori:	10Ø12	(11.3 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.6	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	30.00	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	25.00

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	20.00 (20.72)

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 (20.72)

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	30.00	0.19	63.30	2.110	14.7	0.43	0.98	22.6 (2.2)

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	9.60	20.0	0.00	14.5	-179.6	12.4	4.8	483	11.3	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	-0.00151	0.00058	0.50	0.60	0.000431 (0.000431)	325	0.140 (0.30)	20.72

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 7.68 20.0 0.00 14.5 -143.7 12.4 4.8 483 11.3 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	-0.00151	0.00058	0.50	0.40	0.000431 (0.000431)	325	0.140 (0.20)	20.72

Nei confronti delle azioni di taglio, non è necessario disporre una specifica armatura. Si dispone comunque un’armatura costituita da spilli $\phi 8/200 \times 200$ a ridosso dei setti dove le sollecitazioni sono maggiori e 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
$h = 200$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff sicurezza
$c = 64$	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	$A_{s1} = 7 \text{ } \phi 12$	$= 7.92$	cm^2
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff riduttivo	$A_{s2} = 0 \text{ } \phi$	$= 0.00$	cm^2
$d = 136$	mm altezza utile	$A_{s3} = 0 \text{ } \phi$	$= 0.00$	cm^2
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo		7.92	cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 35.0 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 2.000$	< 2
$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.560$	
$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.006$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa $< 0.2 f_{cd}$

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

$V_{Rd} = 86.5 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 76.2 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 86.5 \text{ kN}$ 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 rigidzze interne e di carichi esterni.

MANUFATTO M3	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10	Ecc. ale 1	Ecc. ale 2
DEAD	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura p.c.	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
G1, spinta orizzontale terreno + falda	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
G2, condotte MT	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00
G2, copertura struttura fuori terra	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	-	-	-	-	-	0.30	-
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	-	-	-	-	-	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	-	0.80
Qk,5 accidentale 3 kPa a solaio intermedio	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80	0.80
Qk,6 accidentale 3 kPa in fondazione	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	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 a livello 0.00	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4,5,6 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-121: – Combinazioni di carico allo SLU ed Eccezionali

MANUFATTO M3	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8	RARA 9	RARA 10
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura p.c.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, condotte MT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura struttura fuori terra	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	-	-	-	-	-
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	-	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,5 accidentale 3 kPa a solaio intermedio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,6 accidentale 3 kPa in fondazione	1.00	1.00	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 a livello 0.00	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4,5,6 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-122: – Combinazioni di carico allo SLE in RARA

MANUFATTO M3	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6	FREQ 7	FREQ 8	FREQ 9	FREQ 10
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura p.c.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, condotte MT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura struttura fuori terra	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	1.00	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	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 20kPa a p.c.	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	-	-	-	-	-
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	-	-	-	-	-	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80
Qk,5 accidentale 3 kPa a solaio intermedio	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80
Qk,6 accidentale 3 kPa in fondazione	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80	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 a livello 0.00	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4,5,6 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-123: – Combinazioni di carico allo SLE in Frequente

MANUFATTO M3	QP 1	QP 2
DEAD	1.00	1.00
G1, ricoprimento terreno copertura p.c.	1.00	1.00
G1, spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00
G2, condotte MT	1.00	1.00
G2, copertura struttura fuori terra	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	1.00	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	-
Qk,4 accidentale 3 kPa a p.c.	-	0.80
Qk,5 accidentale 3 kPa a solaio intermedio	0.80	0.80
Qk,6 accidentale 3 kPa in fondazione	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 a livello 0.00	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4,5,6 accidentale 3kPa	1.00	0.90	0.80	cat. E

Figure 8-124: – Combinazioni di carico allo SLE in Quasi Permanente

MANUFATTO M3	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
G1, ricoprimento terreno copertura p.c.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, spinta orizzontale terreno + falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, lamiera copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, condotte MT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura struttura fuori terra	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2, copertura piano campagna	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.	-	-	-	-	-	-	-	-
Qk,5 accidentale 3 kPa a solaio intermedio	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Qk,6 accidentale 3 kPa in fondazione	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 a livello 0.00	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,4,5,6 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 dinamico condotte MT

Figure 8-125: – Combinazioni di carico Sismiche

8.9 DIMENSIONAMENTO BAGGIOLO

Le condotte DN2500, all’interno del manufatto saranno ancorate in corrispondenza di tre baggioli, come da immagine seguente:



Figure 8-126: – Posizione baggioli

Il singolo baggiolo ha una sezione trasversale bxh pari a 1.00mx3.50m.

In corrispondenza del baggiolo centrale, la condotta forma una curva in corrispondenza della quale l’azione orizzontale del fluido genera una forza orizzontale e quindi un momento flettente con cui verificare la sezione orizzontale del baggiolo. In condizioni statiche, le azioni sono dovute al passaggio del fluido. In condizioni sismiche si considera l’inerzia della condotta piena d’acqua.

Detto α l’angolo di deviazione della curva e h il carico da considerare, la spinta S è pari a:

$$S = \gamma h \frac{\pi D^2}{4} 2 \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

dove D coincide col diametro interno della condotta.

- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $h = 10 \text{ m}$
- $A = \pi D^2 / 4 = 4.91 \text{ m}^2$
- $\alpha = 45^\circ$
- $S = 10 * 10 * 4.91 * 2 * 0.38 = 375 \text{ kN}$
- braccio = 2.25m (distanza in verticale tra estradosso fondazione e baricentro condotta);
- $M_{SLU} = 1.5 * 375 * 2.25 = 1266 \text{ kNm}$

In condizioni sismiche:

- Peso condotta: 25 kN/m^2
- Ingombro trasversale: 2.50 m
- Lunghezza media condotta: 21 m
- Forza sismica: $0.37 * 25 * 2.5 * 21 = 486 \text{ kN}$
- MSLV: $(375 + 486) * 2.25 = 1937 \text{ kNm}$

Il momento resistente della sezione, considerando un’armatura tesa costituita da $10\phi 20$, è pari a:

$$MRd = 0.9 * d * f_{yd} * A_s = 0.9 * 3430 * 391 * 3141 = 3790 \text{ kNm} > MEd = 1937 \text{ kNm}$$

8.10 RIEPILOGO INCIDENZE

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

MANUFATTO M3		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE quota 395.96m s.l.m.	150	130
SOLAIO intermedio quota 402.91m s.l.m.	40	125
SOLAIO PIANO CAMPAGNA quota 408.06m s.l.m.	40	200
SOLAIO copertura quota 412.76m s.l.m.	20	140
SETTI PERIMETRALI INTERRATI	80	180
SETTI INTERNI	60	140

Figure 8-127: – Riepilogo incidenze elementi strutturali Manufatto M3

9 POZZO DI ARRIVO M6 – NUOVO MANUFATTO DI PARTENZA DELL'ACQUEDOTTO

Il seguente capitolo ha come oggetto la progettazione strutturale del Nuovo Manufatto di Partenza dell'acquedotto M6. Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno quindi 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.

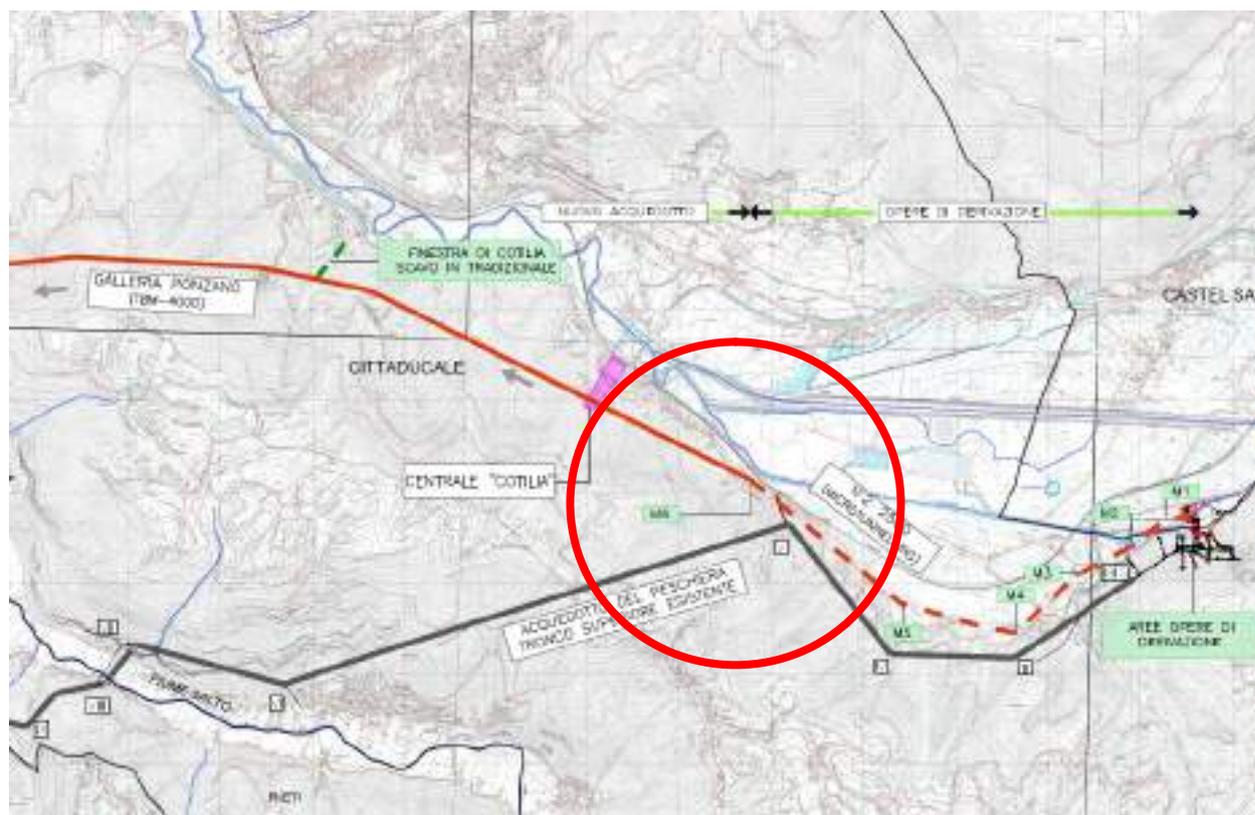


Figura 9-1 – Ubicazione del Manufatto M6

9.1 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:



Figura 9-2 – Licenza SAP2000

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



Figura 9-3 – Licenza RC-SEC

9.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento al sondaggio S1(2) e ai risultati di prove eseguite in sito e laboratorio.

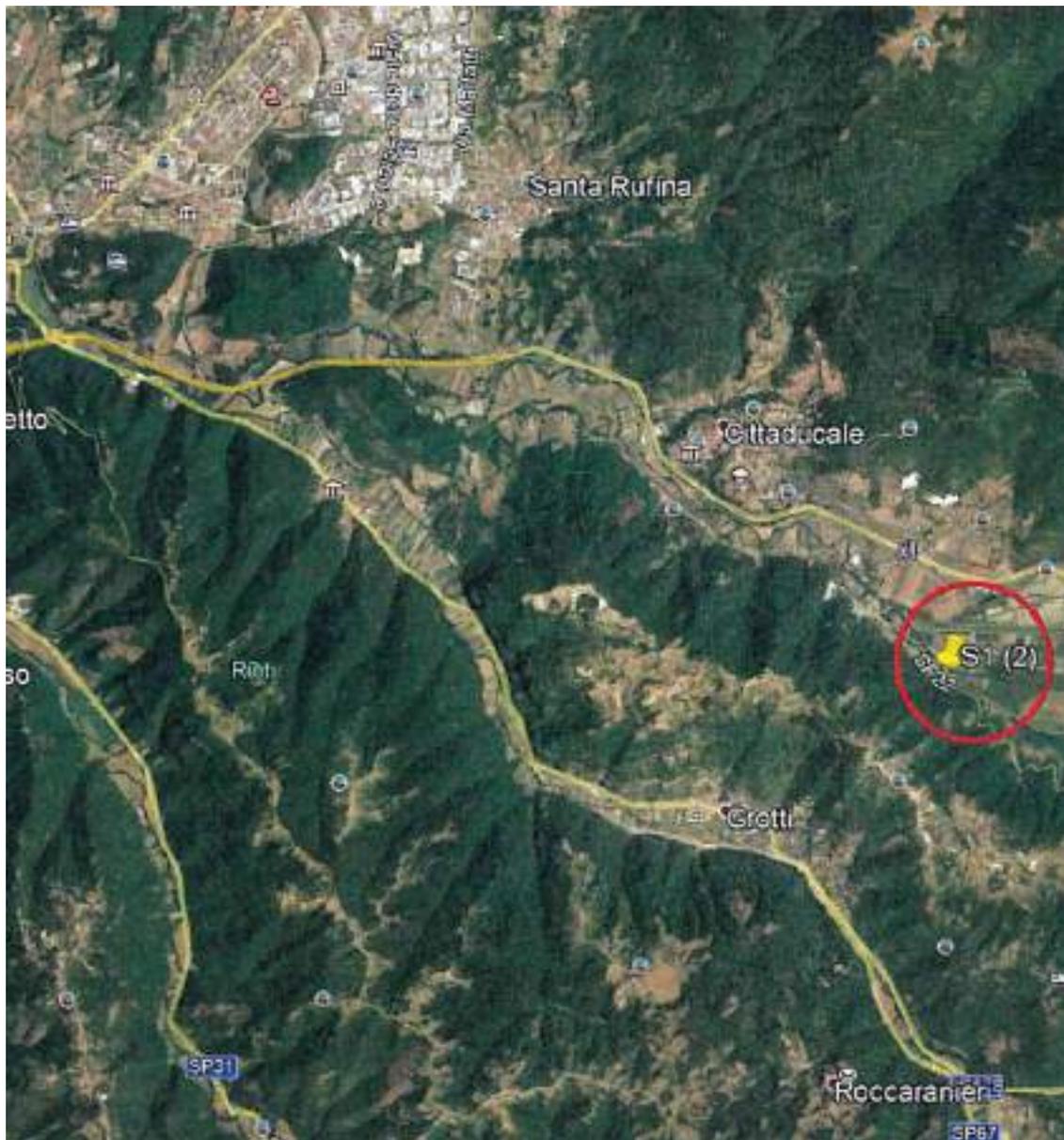


Figura 9-4 – Ubicazione sondaggio S1(2) - Fonte: Google Earth

Nella **Figura 9-5** viene illustrata la scheda del log stratigrafico del sondaggio S1(2).

Committente: Acea Elaborsi Spa	Sondaggio: S1 (2)
Riferimento: Cittaducale	Data: Dal 29 al 31 /07/2019
Coordinate: 42°22'1.25"N,12°58'37.15"E	Quota: 411 m s.l.m.
Perforazione: Carotaggio continuo	

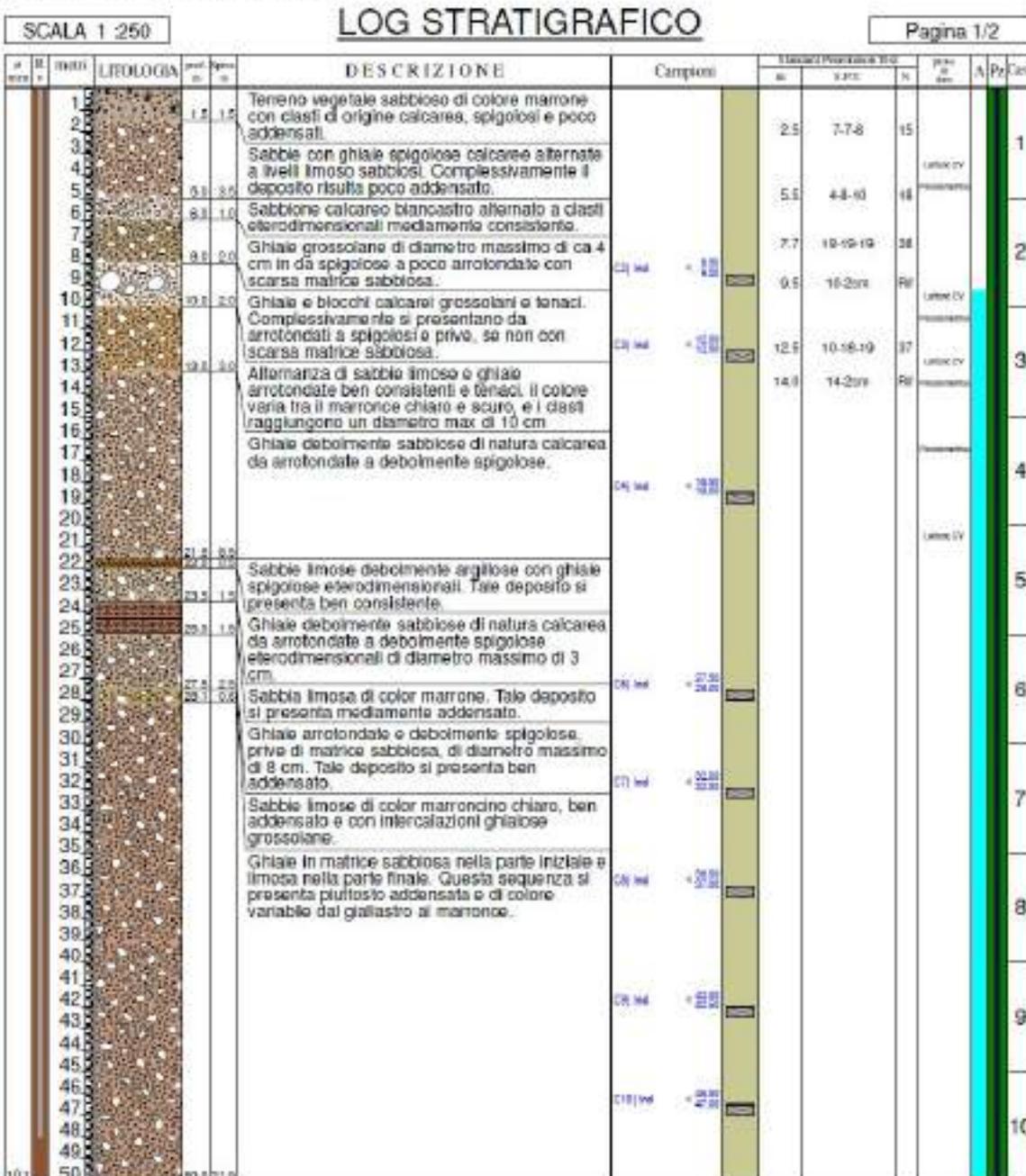


Figura 9-5 – Scheda stratigrafica del sondaggio S1(2)

9.2.1 Prove SPT (Standard Penetration Test)

Per valutare il grado di addensamento/consistenza dei terreni investigati si è proceduto nel corso delle perforazioni all’esecuzione di n. 6 prove S.P.T. (*Standard Penetration Test*), i cui risultati sono di seguito riportati:

Tabella 9.1 – Risultati della prova SPT – Sondaggio S1(2)

Sondaggio	Prof. Prova (m dal p.c.)	N _{spt}
S1(2)	2.5	15
S1(2)	5.5	18
S1(2)	7.7	38
S1(2)	9.5	Rif
S1(2)	12.5	37
S1(2)	14.0	Rif

9.2.2 Prove geotecniche di laboratorio

Con riferimento alle indagini geognostiche eseguite ed alle litologie distinte, sono di seguito riepilogati i risultati relativi alle principali caratteristiche fisiche ed ai parametri geomeccanici ottenuti con le prove di laboratorio svolte sui campioni prelevati, sia di terreno che di roccia. Per ulteriori approfondimenti e dettagli, si rimanda agli allegati in calce.

Tabella 9.2 – Risultati delle prove di laboratorio

Identificativo			Caratteristiche fisiche								Limiti di consistenza				Crisiometrica				Taglio diretto		Edometrica					
Ident. n°	Campi n°	Profondità m	W %	Y siltier	Tar. 0/60	Tar. 0/425	% 0/60	Indice plast.	Fora. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Classe %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	σ	α	1d3	1d4	1d5	1d6	1d7	
S1(2)	C2	8.50 - 9.00	9.5	19.3	17.6	20.9	26.5	0.51	33.8	50.8					57.1	33.1	8.5	1.5	29.1	7.6						
S1(2)	C3	12.00-12.50	22.0	19.2	15.7	19.7	26.3	0.68	40.3	87.3	58.6	27.6	31.0	1.18	9.0	24.7	43.7	22.6	24.9	20.4						
S1(2)	C4	18.50 - 19.00	16.2	19.8	16.3	19.9	25.7	0.58	36.8	73.8	25.7	30.4	9.3	1.29	52.5	52.1	11.9	3.5	30.1	8.8						
S1(2)	C6	27.50 - 28.00	20.6	17.5	14.5	18.9	26.3	0.82	45.0	67.8	36.1	35.8	10.3	1.90	9.1	58.8	27.6	4.5	28.9	11.1	1333	2722	4092	6376	9662	
S1(2)	C7	32.00-32.50	11.2	20.2	18.2	21.2	26.4	0.45	31.1	66.4	45.5	27.2	18.3	1.88	17.2	37.8	18.0	27.0	27.1	9.2	6115	2883	3926	4782	7730	
S1(2)	C8	36.50 - 37.00	17.5	18.1	15.4	19.3	25.6	0.66	29.9	68.8	30.7	21.8	8.9	1.49	32.7	51.3	11.5	4.5	30.5	7.9	6990	2722	3765	6125	9335	
S1(2)	C9	42.00 - 42.50	16.9	19.3	16.5	19.9	25.2	0.51	34.5	82.5	30.3	24.4	5.9	2.28	14.9	55.8	22.2	3.1	28.5	14.0						
S1(2)	C10	46.50 - 47.00	19.1	18.3	15.3	19.3	25.9	0.69	40.9	73.8	29.9	22.5	7.4	1.46	43.2	46.8	10.2	3.8	30.9	19.1						

Sulla base dei risultati ottenuti dal sondaggio S1(2), si individua la presenza di uno strato di riporto (UG1) al di sopra di un deposito sabbioso con ghiaia (UG2) che raggiunge una profondità circa 6 m dal p.c. A seguire si trova uno strato costituito da ghiaie grossolane (UG3), fino a profondità circa 11 m dal piano campagna. Nelle profondità maggiori, è presente un banco di terreno formato da alternanze di sabbie limose e ghiaie arrotondate per uno spessore circa 13.0 m (UG4 e UG5). Al di sotto di questo strato e fino alla profondità 40 dal p.c. è presente un deposito di ghiaie arrotondate (UG6). Per le profondità maggiori, fino a 70 m da p.c., è stato riscontrato il materiale ghiaioso in matrice sabbiosa (UG7). Per le profondità maggiori di 70 m da piano campagna si ha la presenza di calcari marnosi e marne calcaree (UG8). Di seguito si riassume una sintesi dei parametri geotecnici:

Tabella 9.3 – Sintesi dei parametri geotecnici

Unità geotecnica	Profondità (m da p.c.)	Unità Litotecnica	γ_n (kN/m ³)	V_s (m/s)	Φ' (°)	C' (kPa)	Eed* (MPa)
UG1	0.0 – 1.5	Terreno vegetale sabbioso con clasti spigolosi di origine calcarea	16.0	232	25	0	2.5
UG2	1.5 – 6.0	Sabbie con ghiaie spigolose calcaree alternate a livelli limoso-sabbiosi	18.0	315	32	0	4.0
UG3	6.0 – 11.0	Ghiaie grossolane e blocchi calcarei	19.3	452	35	0	6.0
UG4	11.0 – 15.0	Alternanza di sabbie limose e ghiaie arrotondate	19.3	361	25	15	7.0
UG5	15.0 – 24.0		19.0	447	30	9	8.0
UG6	24.0 – 35.0	Ghiaie arrotondate debolmente spigolose	20.2	419	27	10	9.6
	35.0 – 40.0		18.1	644	30	8	7.8
UG7	40.0 – 49.0	Ghiaie in matrice sabbiosa addensata	19.3	664	30	17	10.0
	49.0 – 70.0		18.3	720	30	17	15.0
UG8	> 70.0	Calcarei marnosi, marne calcaree	26.0	800	-	-	-

Quota falda idrica = 401 m s.l.m.

Profondità bedrock (dal p.c.) = -70 metri

*** valore riferito alla frazione fine**

9.2.3 Prova Down-Hole

In corrispondenza del sondaggio S1(2) è stata eseguita una prospezione sismica in foro tramite tecnica *down-hole* (DH).

Tale metodo rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la definizione delle proprietà fisico-meccaniche e dinamiche dei terreni. Nel metodo sismico *down-hole* viene misurato il tempo necessario per le onde P e S di spostarsi tra una sorgente sismica, posta in superficie, e i ricevitori, posti all'interno di un foro

di sondaggio opportunamente attrezzato. Di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti:

Tabella 9.4 – Risultati della prova down-hole – Sondaggio S1(2)

Profondità	V _p medio	V _s medio	γ medio	n _i medio	G medio	E _d medio	E medio	E _v medio
(m)	(m/s)	(m/s)	(kN/mc)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3	398.94	211.27	19.14	0.31	87.11	310.6	227.38	194.46
11	867.68	452.49	21.04	0.31	439.22	1615.05	1153.86	1029.42
15	698.44	361.43	20.82	0.32	277.39	1035.84	730.73	665.98
24	863.33	447.16	20.91	0.32	426.44	1589.61	1122.98	1021.02
35	791.96	426.67	20.59	0.30	388.29	1317.08	990.53	807.36

Dove:

- Coefficiente di Poisson medio:

$$v_{\text{medio}} = 0.5 \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

- Modulo di deformazione a taglio medio:

$$G_{\text{medio}} = \rho V_s^2$$

- Modulo di compressibilità edometrica medio

$$E_{d\text{medio}} = \rho V_p^2$$

- Modulo di Young medio

$$E_{\text{medio}} = 2\rho V_s^2 (1 + \nu)$$

- Modulo di compressibilità volumetrica medio:

$$E_{\text{vmedio}} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991), Figura 9-6. In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell’ordine di 1/5 di quella iniziale.

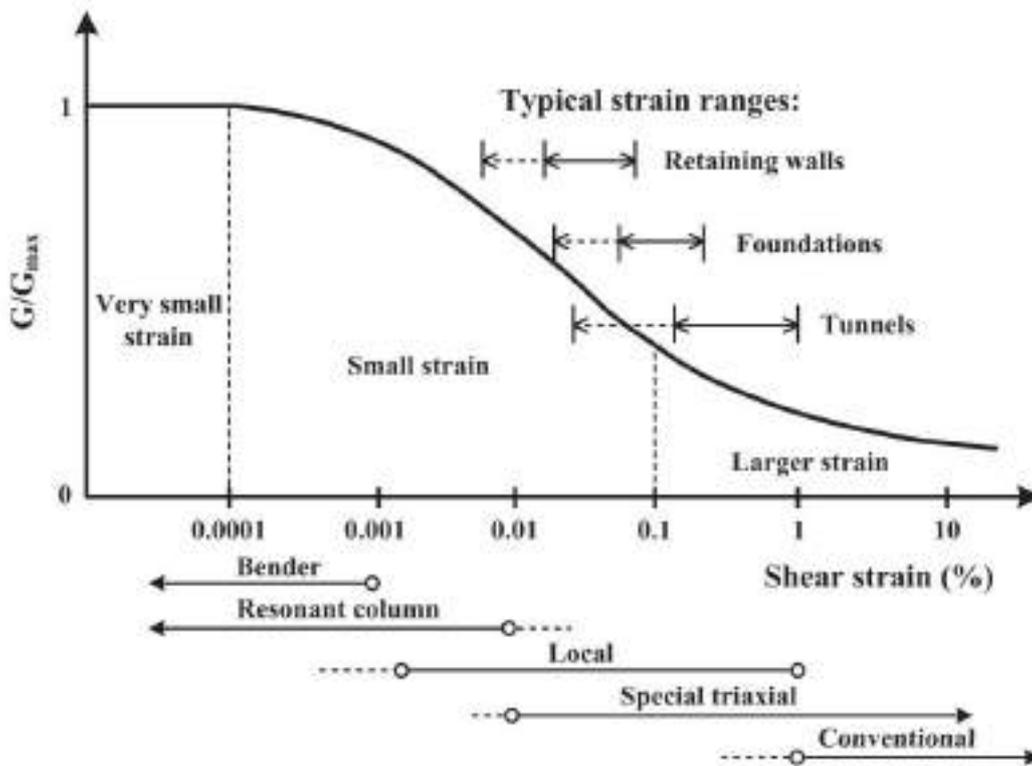


Figura 9-6 - Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria (Atkinson 2000)

9.3 INQUADRAMENTO SISMICO

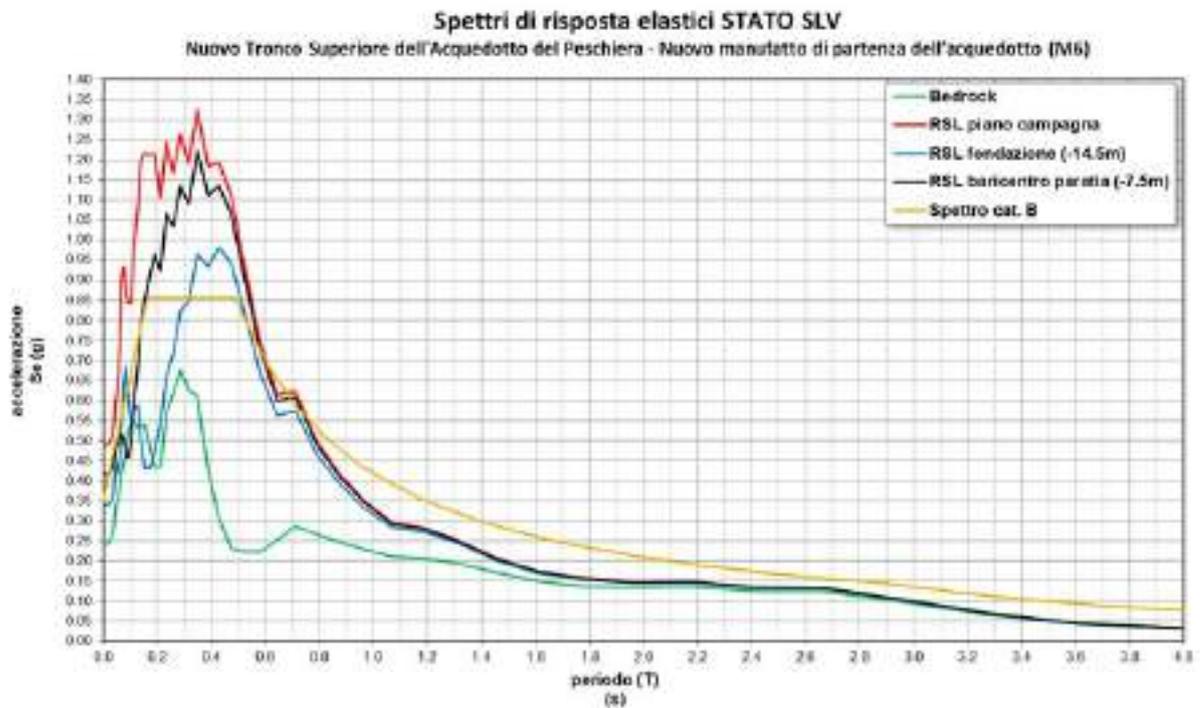
Il tracciato del Nuovo Tronco Superiore attraversa zone ad elevata sismicità. In riferimento al livello di prestazione rispetto alla durabilità si assume un valore di VN pari a 100 anni. Vista la rilevanza che l'opera assume e la sua strategicità, la stessa dovrà essere progettata in classe d'uso IV. 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: 12.978247°
Lat: 42.366217°
- Quota Zero sismico: 408.61m 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. Dal momento che la struttura è formata da due corpi strutturalmente indipendenti, sono stati realizzati due modelli di calcolo, uno per la parte profonda (pozzo di arrivo del microtunneling) e uno per la parte allungata (canale di collegamento tra il pozzo e la galleria Ponzano). Di seguito i modelli FEM delle due strutture:

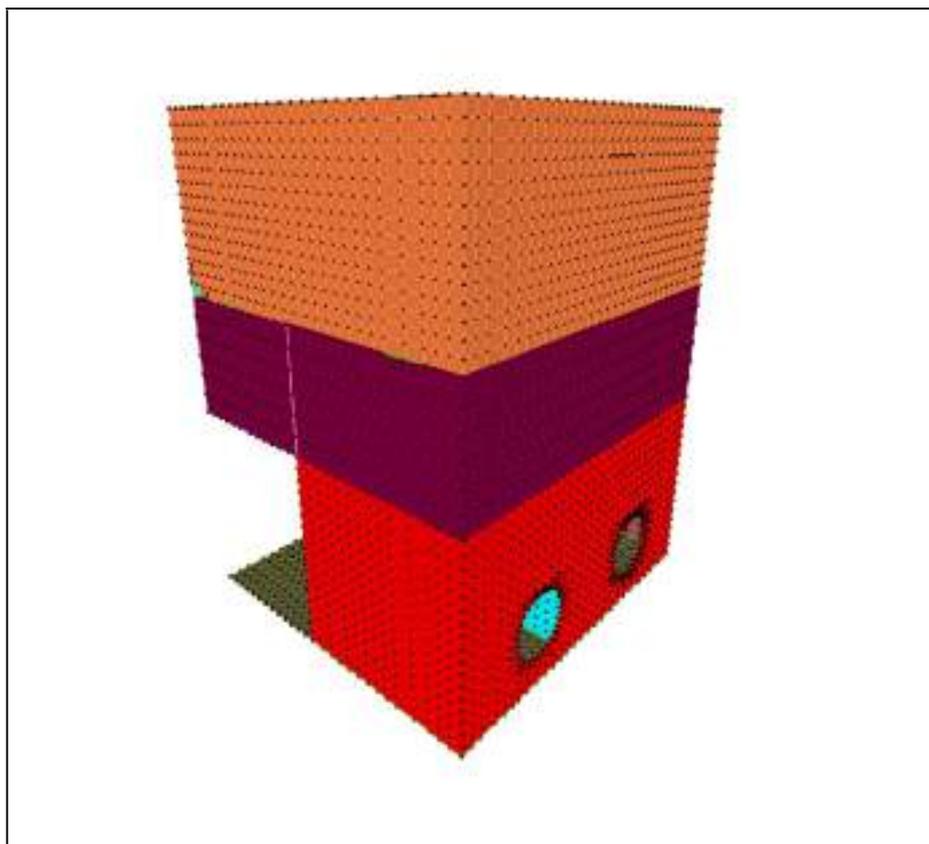


Figura 9-7 – Pozzo, lato di arrivo del microtunneling

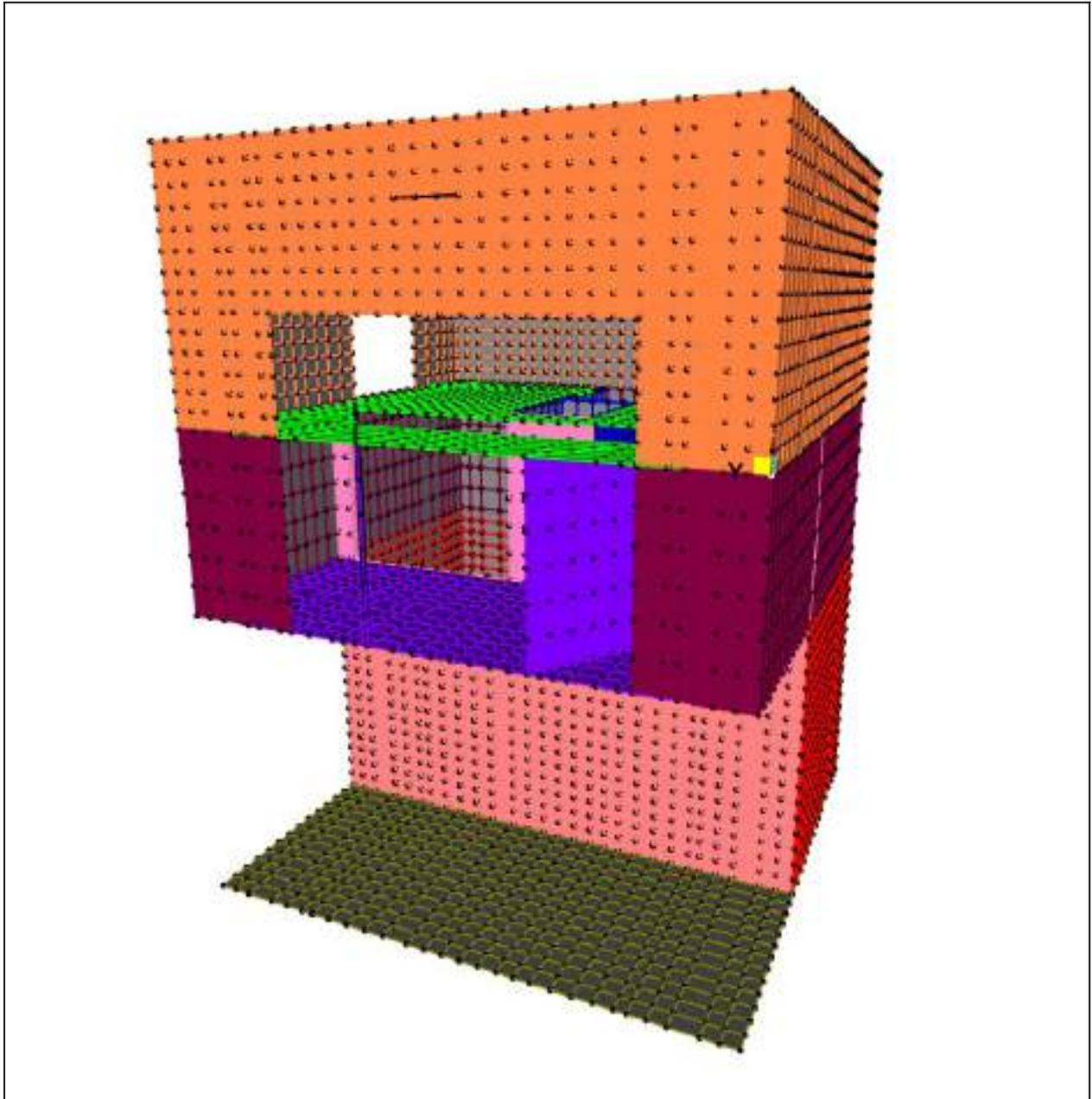


Figura 9-8 – Pozzo, lato collegamento con il canale

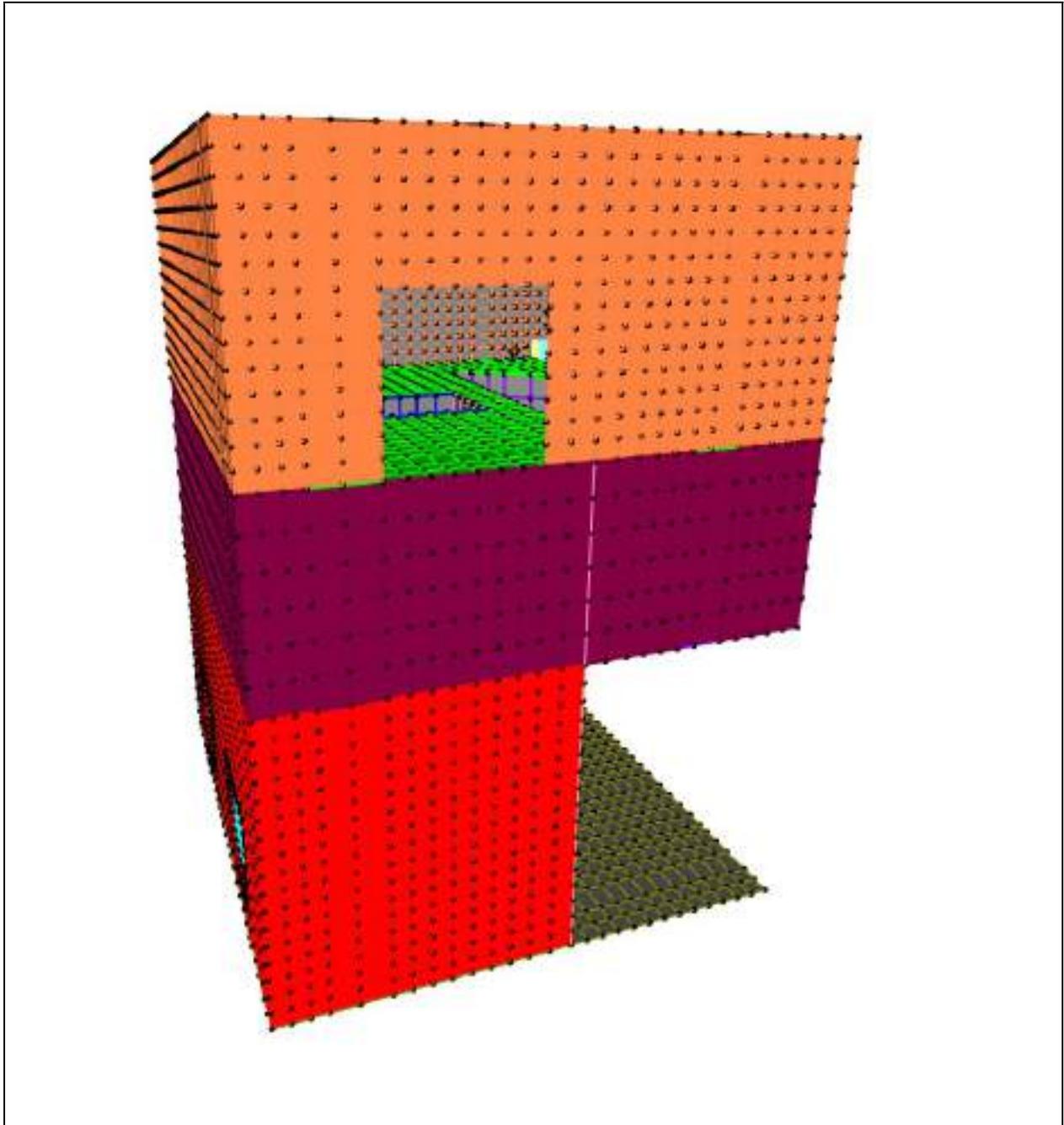


Figura 9-9 – Pozzo, lato apertura per accesso alla struttura

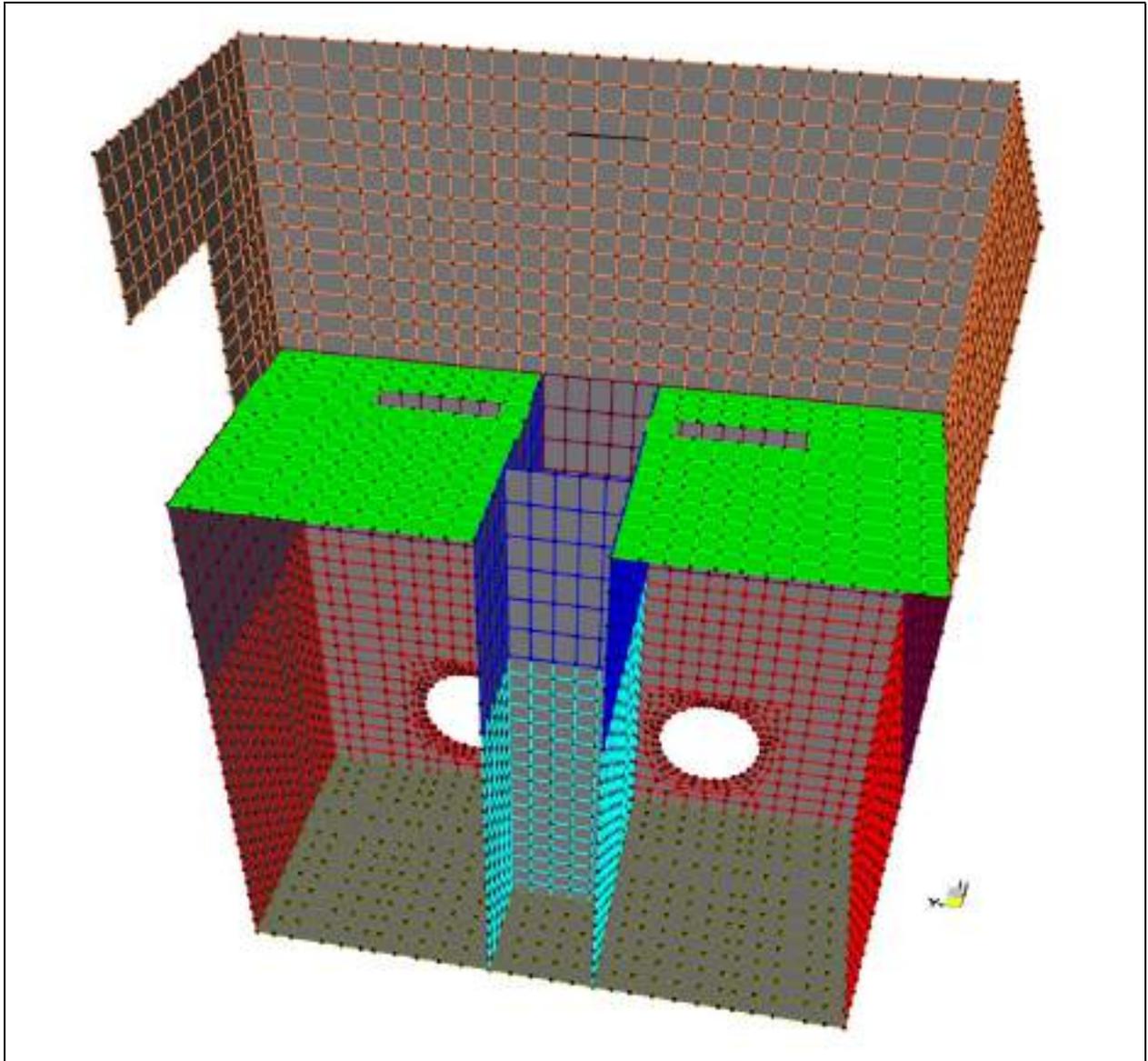


Figura 9-10 – Pozzo, vista delle camere di invaso e del locale pompe

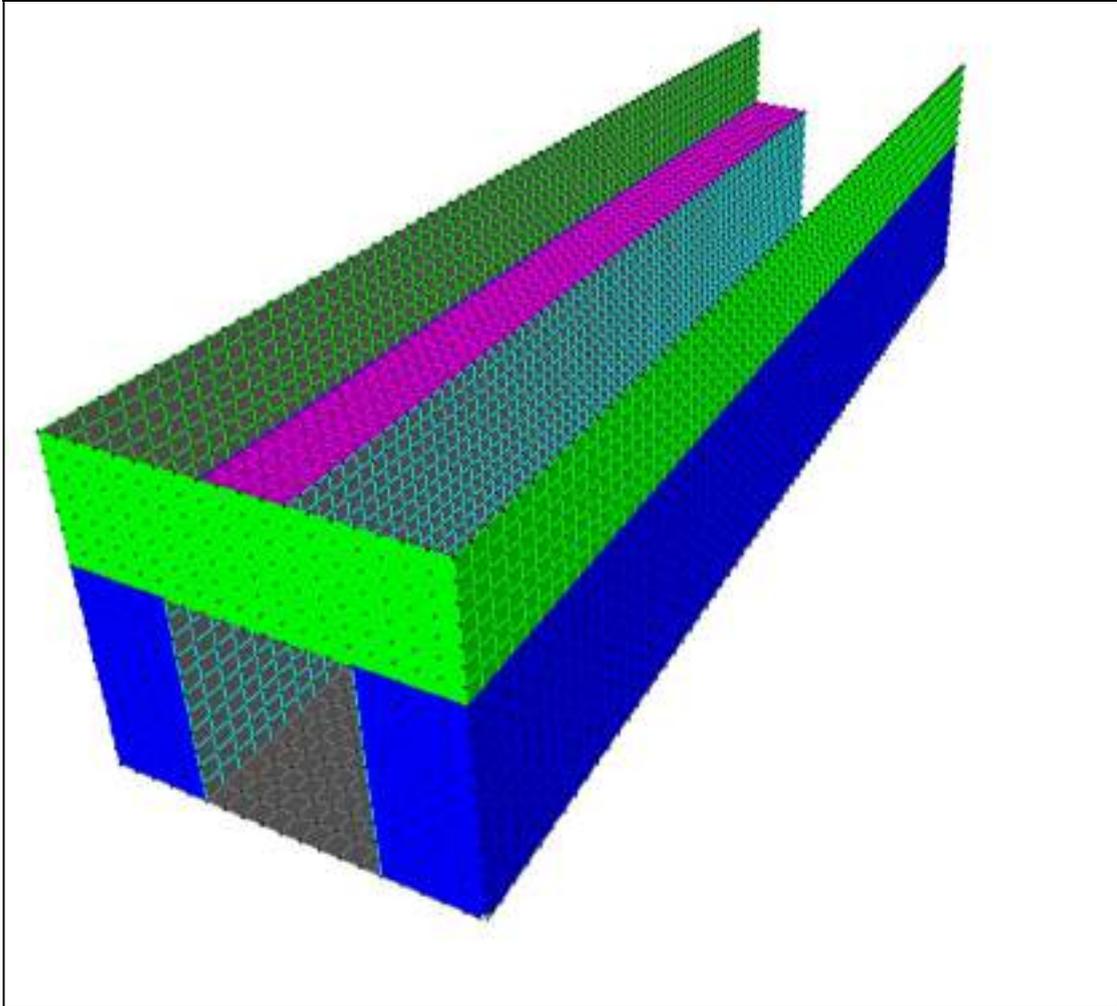


Figura 9-11 – Canale, lato di arrivo galleria Ponzano

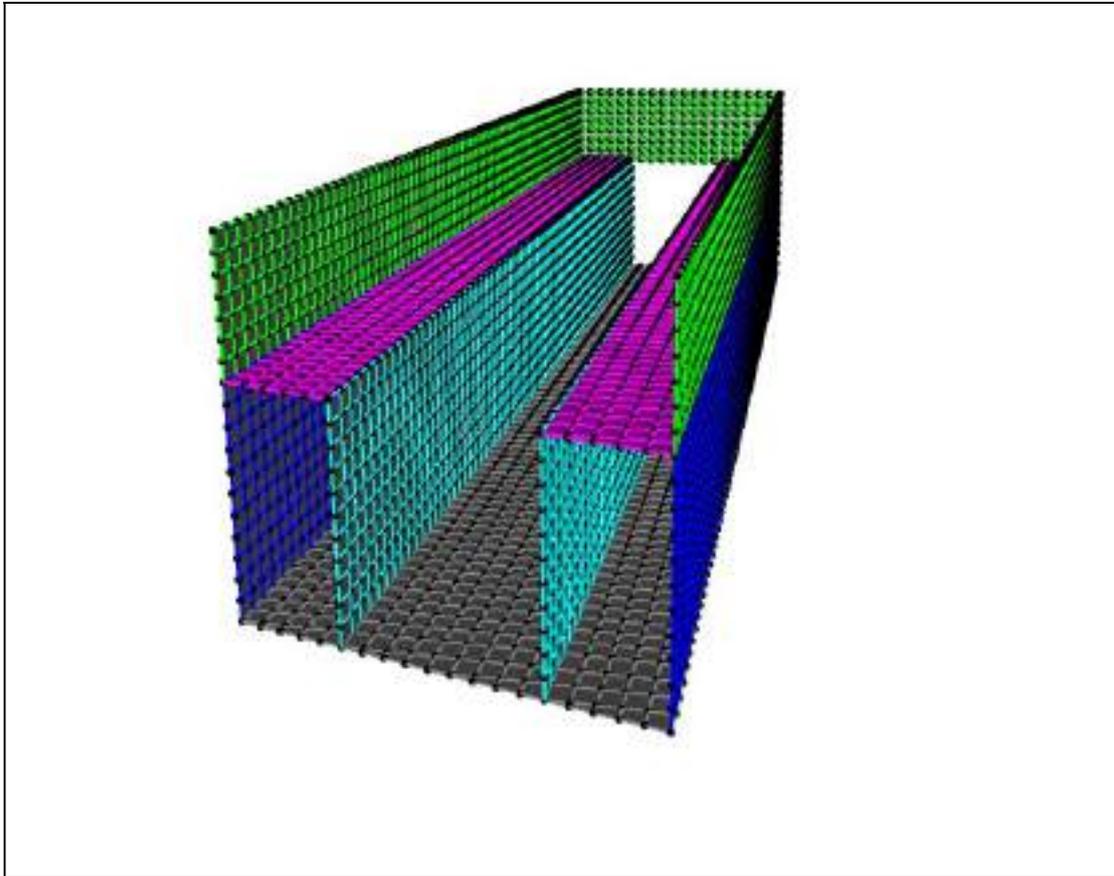


Figura 9-12 – Canale, lato di collegamento al pozzo

9.5 ANALISI DEI CARICHI POZZO

Si riporta di seguito l’analisi dei carichi per la struttura più profonda, ovvero il pozzo di arrivo del microtunneling.

9.5.1 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.).

9.5.2 Azioni solaio di copertura

Solaio prefabbricato tipo pi greco

Peso proprio

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

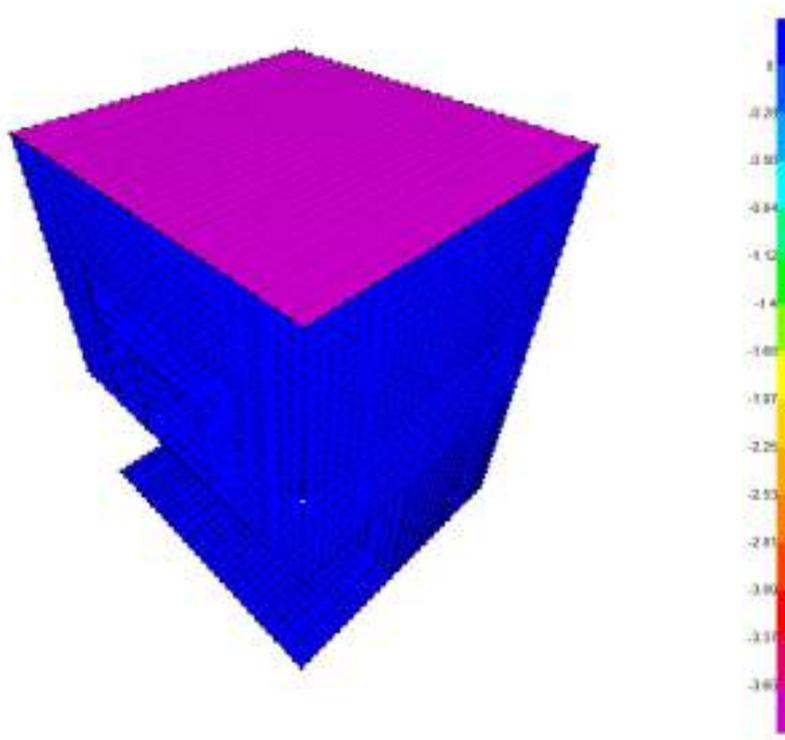


Figura 9-13 – Pozzo – Caso di carico "Peso proprio copertura"

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

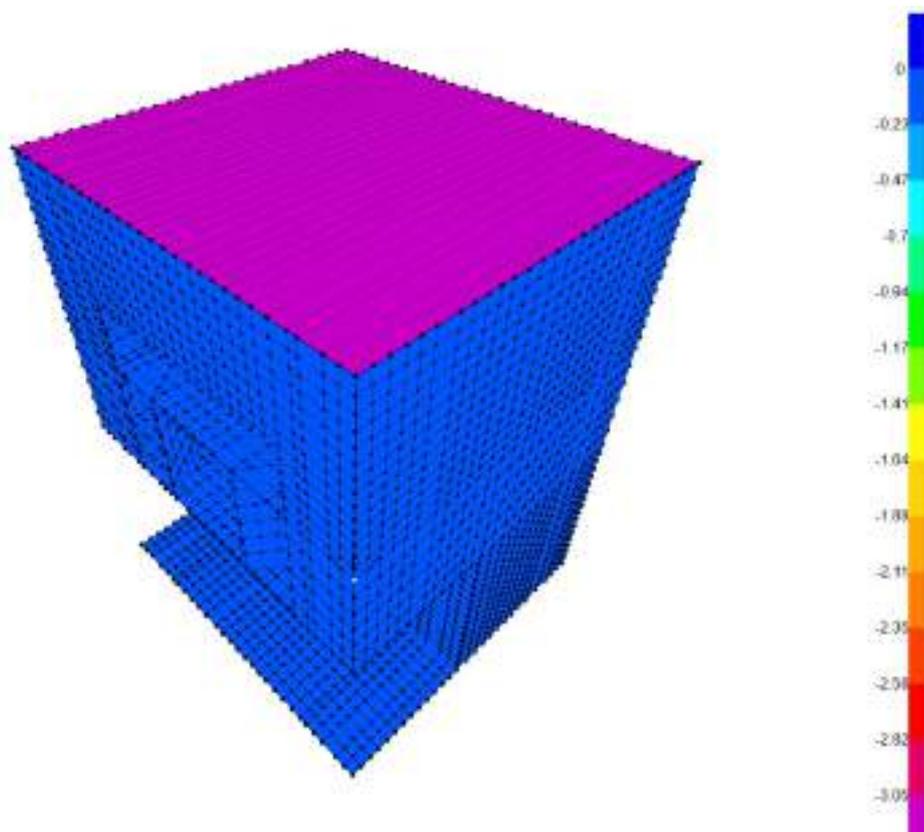


Figura 9-14 – Pozzo – Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1}=1.00$ kN/m²
- Carico neve in copertura $Q_{k,2}= 1.17$ kN/m²

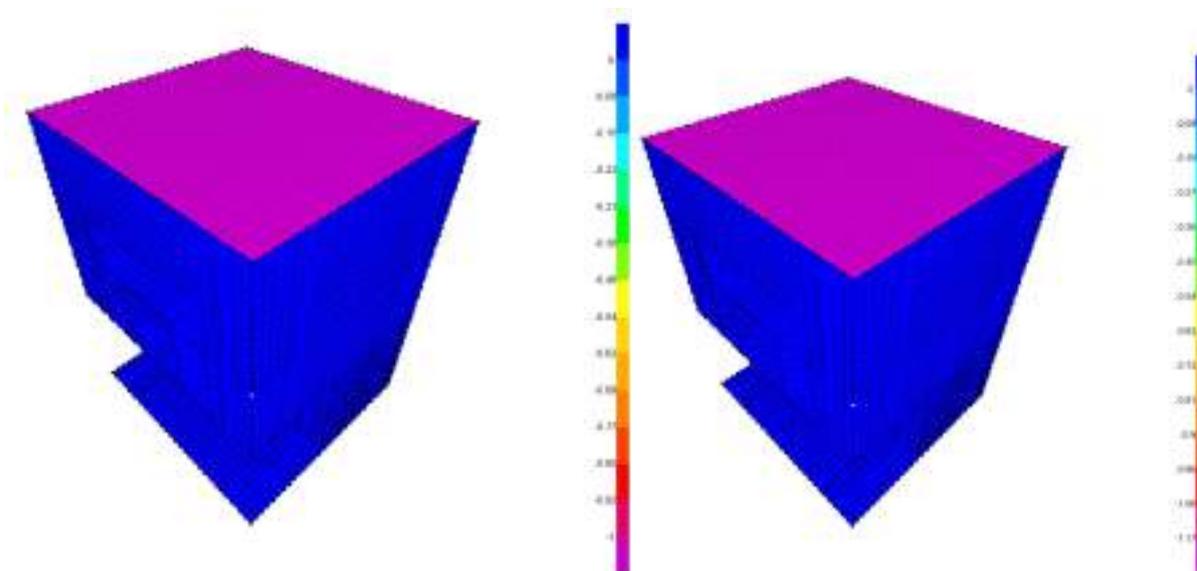


Figura 9-15 – Pozzo – Caso di carico “Manutenzione $Q_{k,1}$ ” e “Neve $Q_{k,2}$ ”

9.5.3 Azioni solaio a quota piano campagna

Per il solaio a quota piano campagna è stata considerata un’area possibilmente sottoposta a carichi dovuti a mezzi di manutenzione ed al carico da folla:

- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,3} = 3.00 \text{ kPa}$
- Sovraccarico accidentale mezzi di manutenzione $Q_{k,4} = 20 \text{ kPa}$

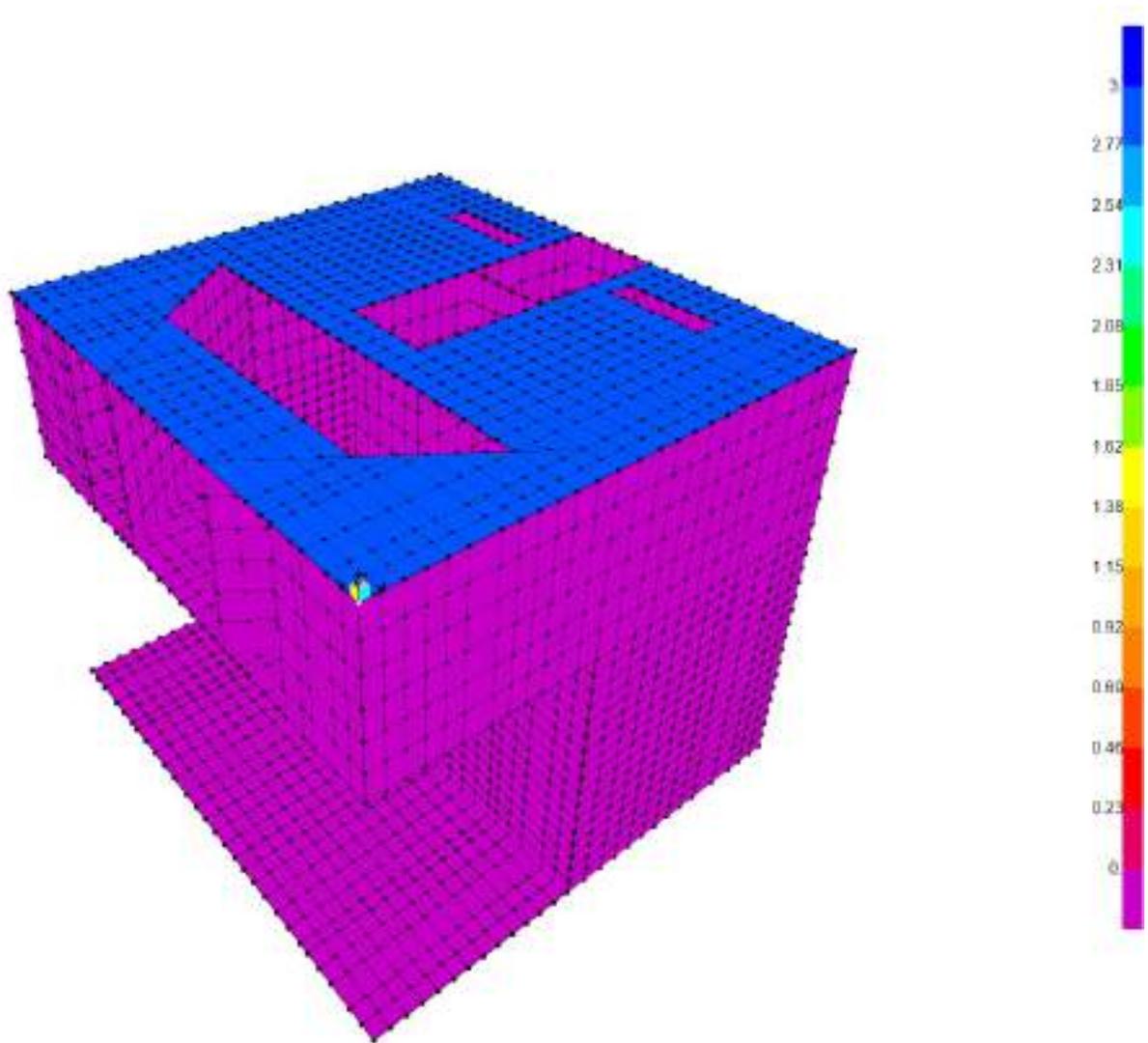


Figura 9-16 – Pozzo – Caso di carico "Qk,3 Folla cat. E"

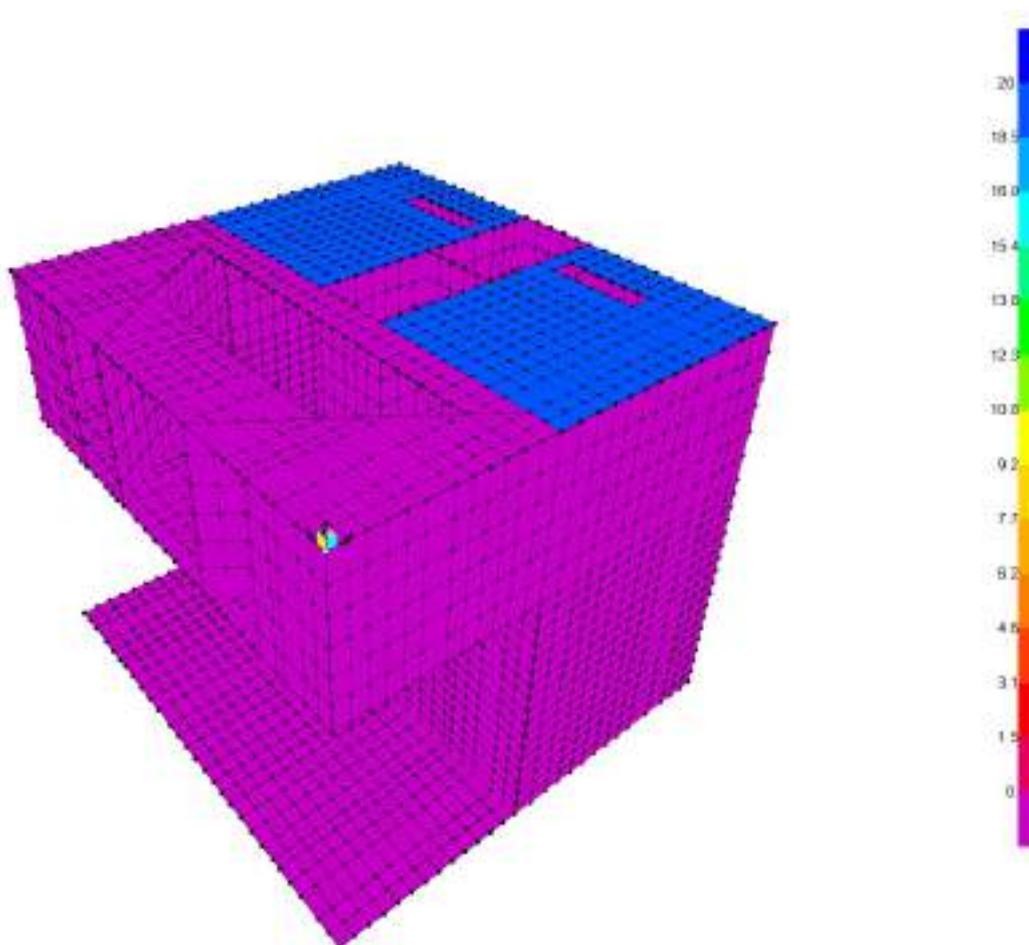


Figura 9-17 – Pozzo – Caso di carico "Mezzi di manutenzione Qk,4"

9.5.4 Azioni solaio a livello -1

Per il solaio a quota -5.35m da piano campagna, in condizioni di esercizio, insiste una pressione verticale dovuta alla presenza dell'acqua per un'altezza di 2.40m. Tale pressione viene applicata in corrispondenza della superficie compresa tra i due setti obliqui. Non contemporanea alla presenza dell'acqua, è stata considerata un'area possibilmente sottoposta al carico da folla. Infine, nelle aree esterne ai due setti obliqui è stata considerata una pressione dovuta alla presenza di possibili impianti:

- Peso verticale acqua= $\gamma_w \times h = 10 \times 2.40 = 24 \text{ kN/m}^2$;
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,6} = 3.00 \text{ kPa}$
- Impianti= 4.00 kPa

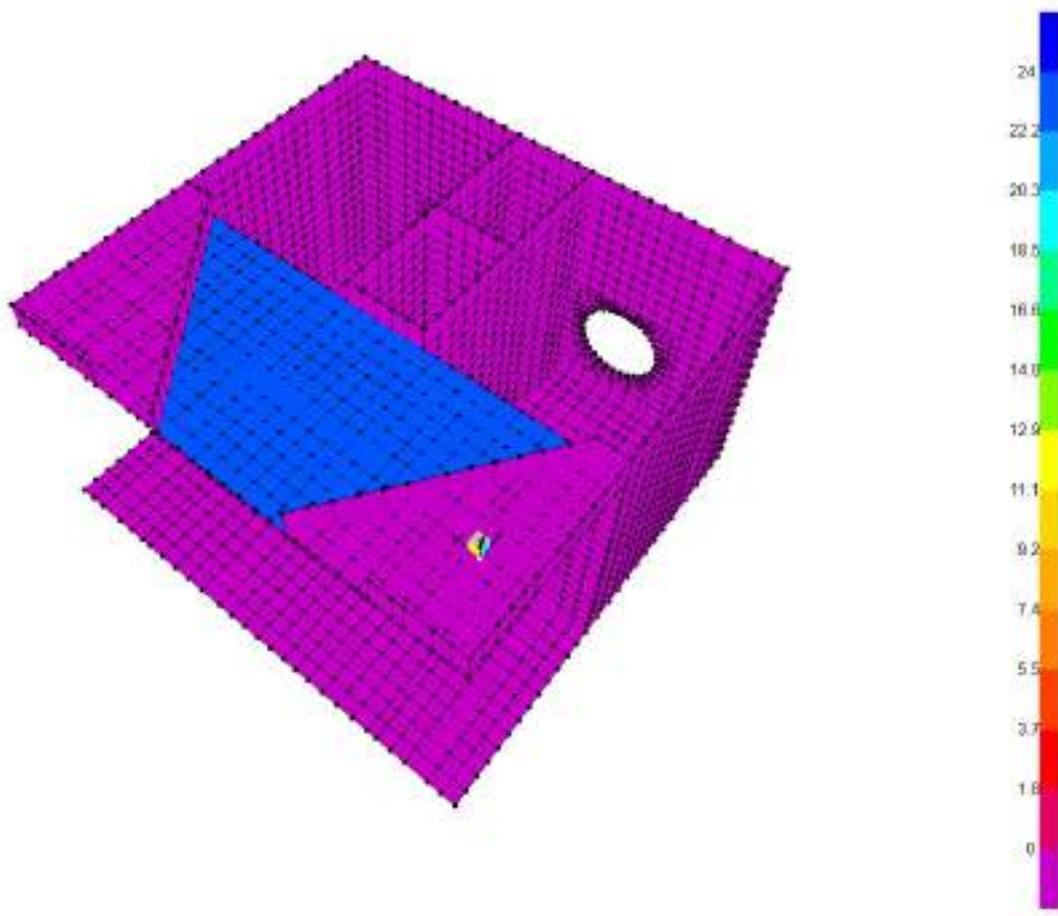


Figura 9-18 – Pozzo – Caso di carico "Pressione verticale acqua"

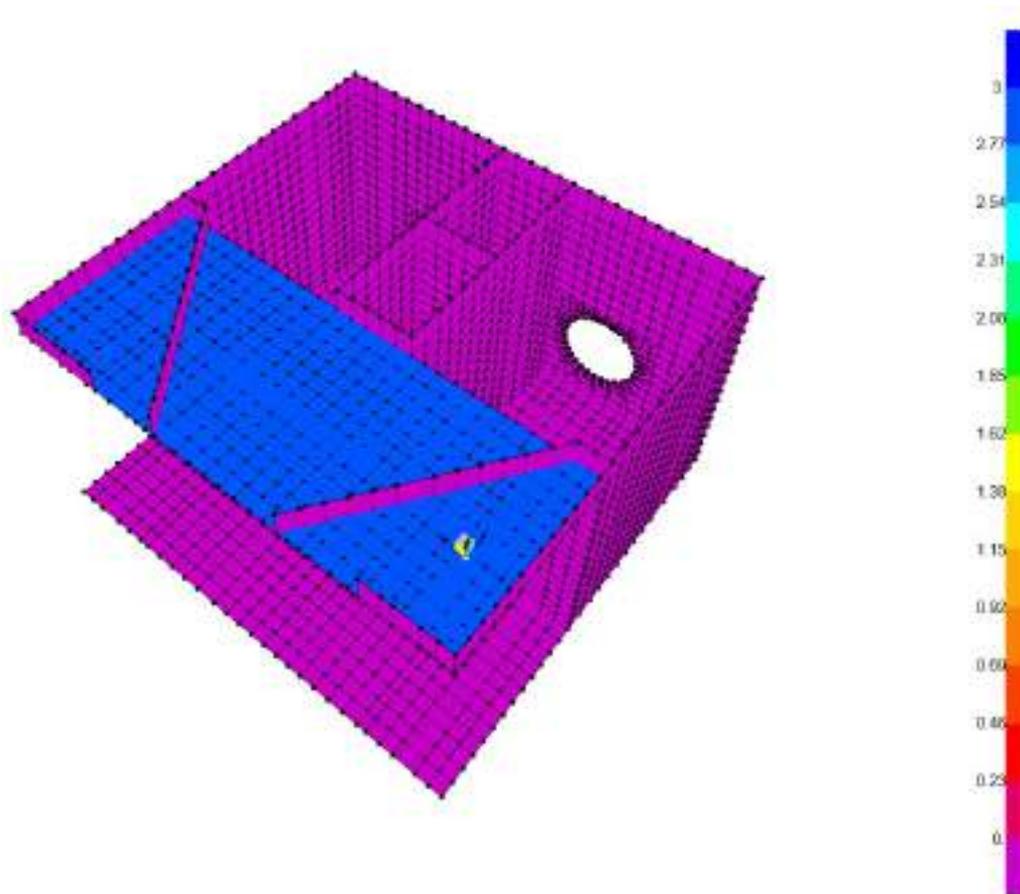


Figura 9-19 – Pozzo – Caso di carico "Qk,6 Folla cat. E"

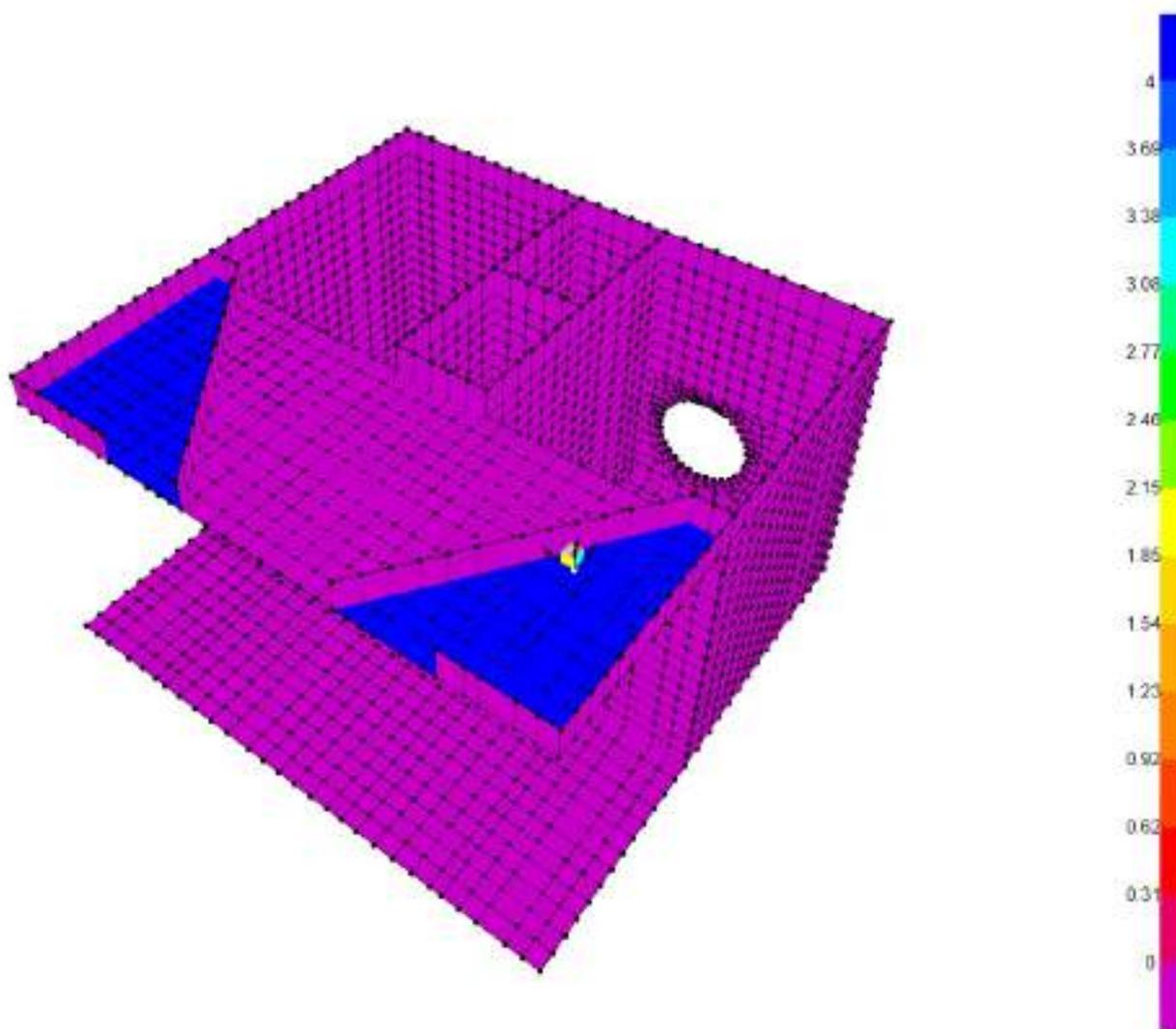


Figura 9-20 – Pozzo – Caso di carico “impianti”

9.5.5 Azioni solaio a livello -2

Sulla fondazione a quota -14.14m da piano campagna, in condizioni di esercizio, insiste una pressione verticale dovuta alla presenza dell’acqua di invaso per un’altezza di 11.20m. Tale pressione viene applicata in corrispondenza della superficie definita dall’ingombro in pianta dei due invasi. Si considera anche il

caso in cui può essere tutto pieno il locale pompe con un’altezza del tirante d’acqua di 13.50m. All’interno del locale pompe e saracinesche si considera il peso degli impianti. Infine, per la superficie di fondazione su cui non insistono gli invasi, si considera la pressione verticale dovuta al ritombamento del terreno:

- Peso verticale acqua di invaso= $\gamma_w \times h = 10 \times 11.20 = 112 \text{ kN/m}^2$;
- Peso verticale acqua di invaso locale pompe= $\gamma_w \times h = 10 \times 13.50 = 135 \text{ kN/m}^2$;
- Impianti= 4.00 kPa
- Ritombamento terreno: $\gamma_t \times h_t = 19.3 \times 4.80 + 19.3 \times 3.0 = 150 \text{ kPa}$

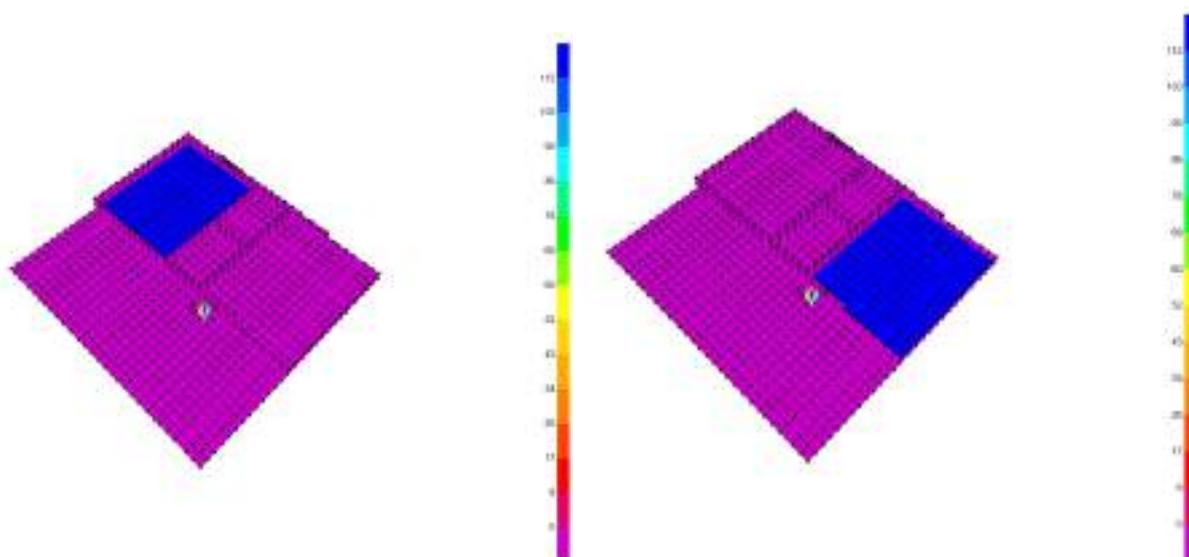


Figura 9-21 – Pozzo – Caso di carico "Peso verticale acqua di invaso sx e dx

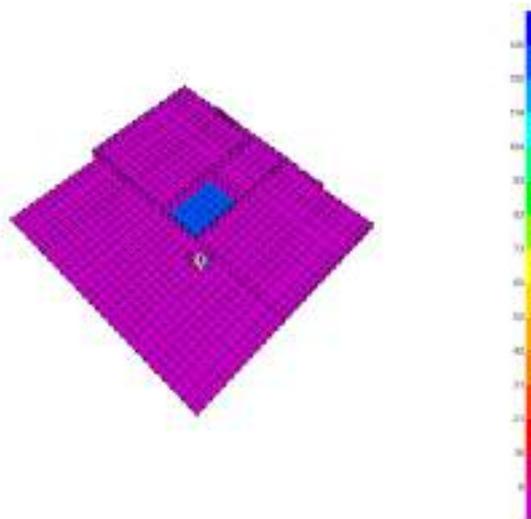


Figura 9-22 – Pozzo – Caso di carico "Peso verticale acqua di locale pompe"

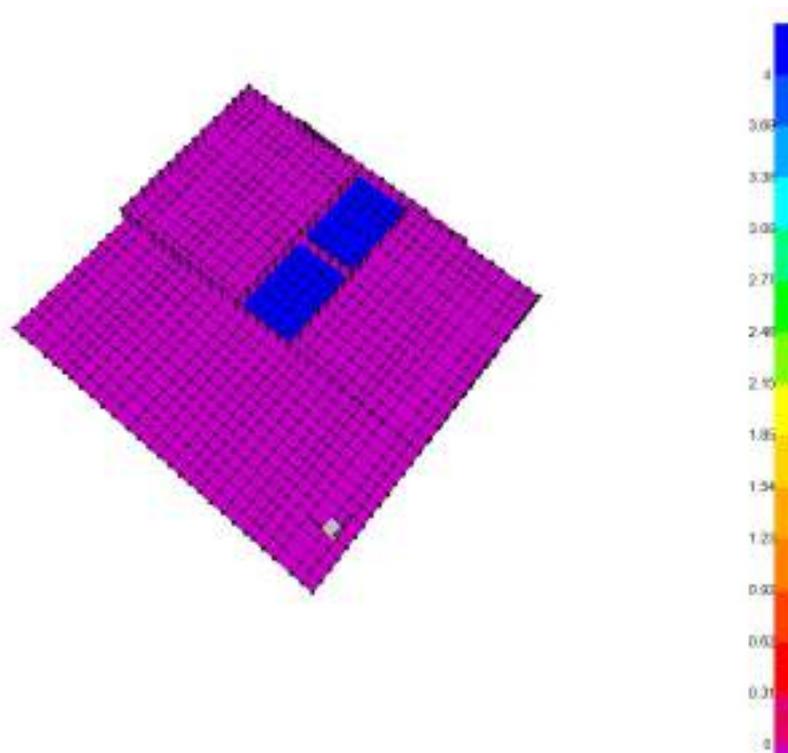


Figura 9-23 – Pozzo – Caso di carico "impianti"

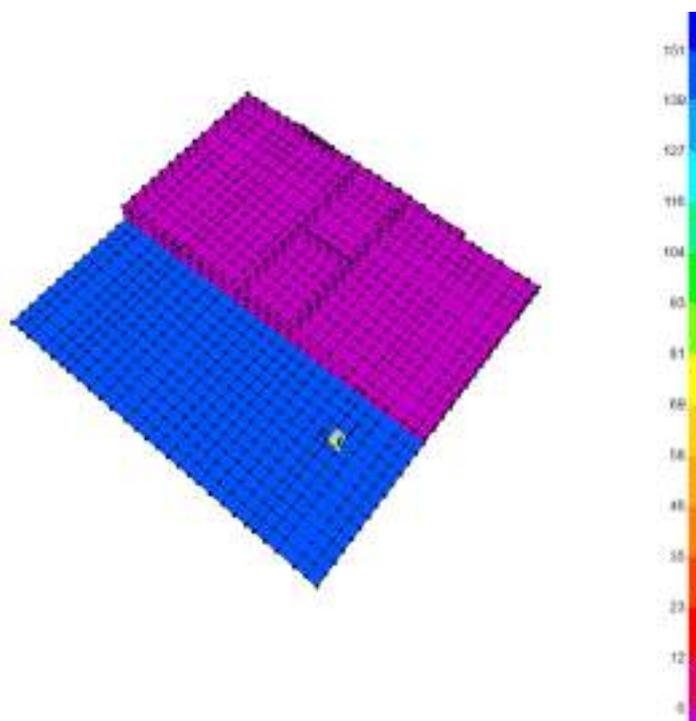


Figura 9-24 – Pozzo – Caso di carico “terreno di ritombamento”

9.5.6 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 13.00m. Si riporta di seguito una scheda tecnica del carroponte considerato:

INGOMBRI GRU A PONTE BITRAVE A CASSONE															
20-00-07															
PORTATA GRU t 5										Gruppo strutturale A4 FEM Vel. scorrimento 40/10 m/min Vel. traslazione 20/5 m/min					
PARANCO OPE 312 4T 10 N - corsa gancio m 9.5 - vel. solli. m/min 4 / 1															
LUCE	Peso (t)	Fmax (daN)	Fmin (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	1990	2912	424	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	298
6000	2140	3036	450	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	298
7000	2300	3137	496	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	298
8000	2460	3223	534	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	298
9000	2620	3305	574	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	298
10000	2780	3379	614	2500	3000	1180	560	80	1060	1180	140	970	1150	290	298
11000	3090	3477	696	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	298
12000	3260	3543	741	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	298
13000	3570	3640	822	2500	3000	1180	560	170	1060	1180	140	1060	1150	290	298
14000	3790	3703	870	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	298
15000	4030	3788	940	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	298
16000	4440	3912	1054	2500	3000	1180	560	240	1060	1180	140	1130	1150	290	298

Figura 9-25 – Estratto scheda tecnica carro ponte

Nel modello di calcolo sono stati applicati due casi di carico, uno simulante il peso del carro ponte che fornisce reazioni simmetriche nei due appoggi e uno simulante la presenza del carico da 5t. 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 carro ponte

$$V_A = V_B = 35.70 / 2 = 17.85 \text{ kN}$$

$$M_A = M_B = 17.85 \times 0.70 = 12.50 \text{ kNm} \text{ (0.70 è la distanza tra il punto di applicazione della forza e l’asse della parete)}$$

Azioni per effetto del carico da 5t

$$V_A = 45.92 \text{ kN}$$

$$V_B = 4.08 \text{ kN}$$

$$M_A = 32.14 \text{ kNm}$$

MB=2.86 kNm

9.5.7 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 (Qf, 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;
- 1. K_o , coeff. di spinta a riposo = $1 - \sin\phi$.

Si riporta di seguito l’andamento delle tensioni totali in forma grafica e uno specchietto riepilogativo del calcolo delle stesse:

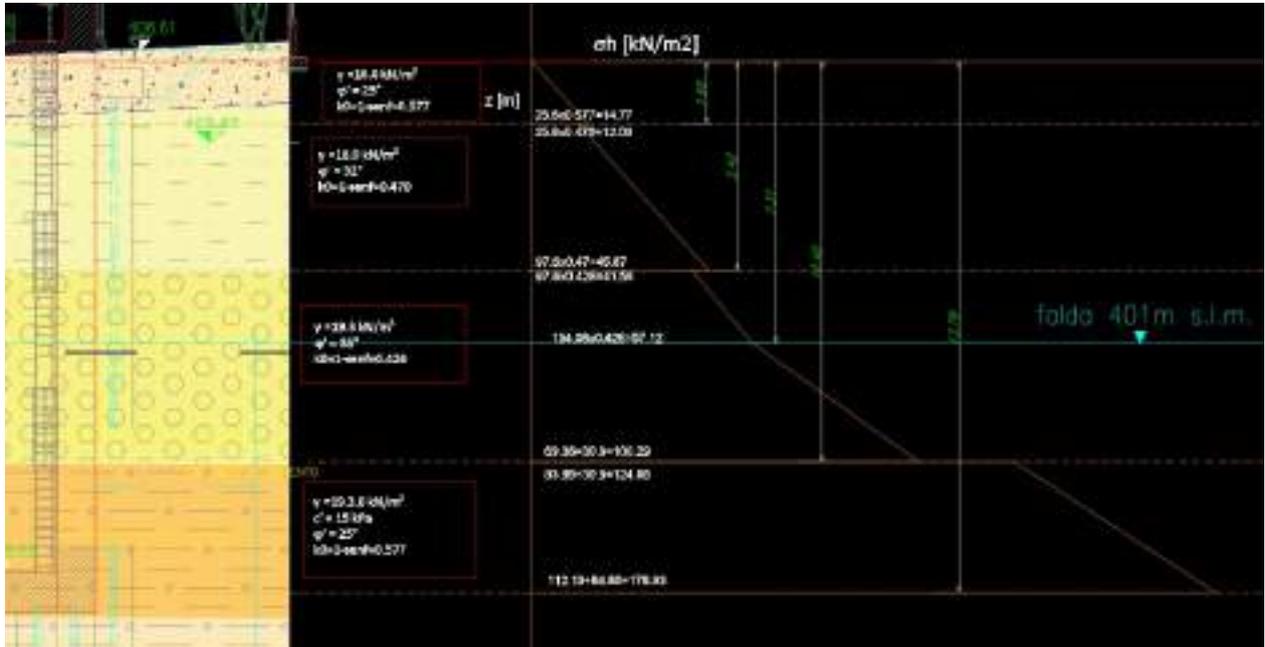


Figura 9-26 – Andamento delle tensioni orizzontali totali

	spessore [m]	γ [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k_0	σ_v [kPa]	σ_h [kPa]	u [kPa]	σ_h [kPa]
strato 1_bottom	1.60	16	0	25	0	0.577	25.6	14.78	0	15
strato 2_up			0					12.03	0	12
strato 2_bottom	4.00	18	0	32	0	0.470	97.6	45.88	0	46
strato 3 sopra falda_up			0					41.62	0	42
strato 3 sopra falda_bottom	1.89	19.3	0	35	0	0.426	134.1	57.17	0	57
strato 3 sotto falda_bottom	3.09	19.3	10	35	0	0.426	162.8	69.43	30.9	100
strato 4_up	3.09	19.3	10					94.01	30.9	125
strato 4_bottom	3.39	19.3	10	25	15	0.577	194.3	112.21	64.8	177

Figura 9-27 – Andamento delle tensioni orizzontali totali

Nel software di calcolo sono state implementate le pressioni totali al variare dello strato considerato. Si riporta a titolo di esempio la pressione agente in corrispondenza dell’ultimo strato che deve variare da 125 kPa a 177 kPa:

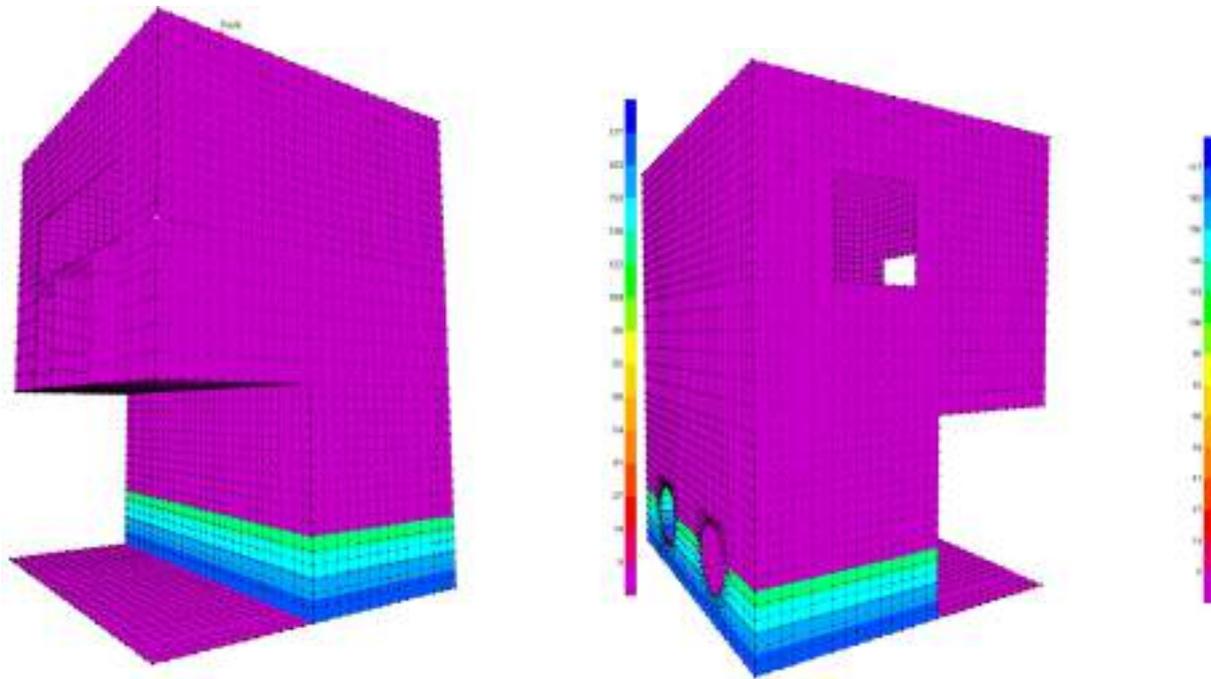


Figura 9-28 – Andamento delle tensioni orizzontali totali – Applicazione al 4° strato

9.5.8 Spinta statica dell’acqua di invaso

All’interno del manufatto, è presente un tirante d’acqua che in condizioni di esercizio risulta pari ad 11.20m.

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;
- 1. z' , profondità dal livello d’invaso.

Sono state considerate le seguenti configurazioni di invaso:

- condizione di esercizio: battente idrico presente solo negli invasi principali (per tale condizione sono 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;
- condizione di scarico 3: manufatto tutto vuoto;
- condizione di scarico 4: invaso sinistro pieno ed invaso dx vuoto.

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 $\gamma_w \times z = 10 \times 11.20 = 112$ kPa:

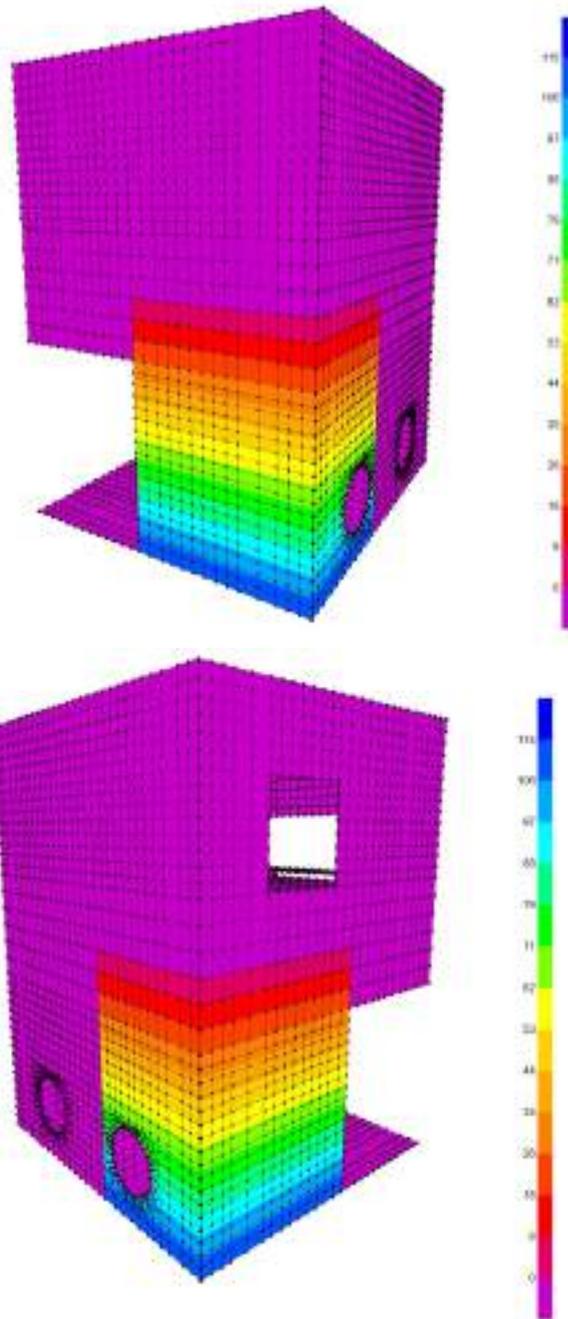


Figura 9-29 – Pozzo – Caso di carico "spinta orizzontale acqua di invaso sx e dx"

9.5.9 Spinta statica dovuta al sovraccarico

Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale $Q_{k,5}=20\text{kPa}$ posizionato a ridosso del manufatto. Per effetto del sovraccarico nascerà quindi una spinta orizzontale sulle pareti esterne del manufatto di entità pari a:

1. $q_{k,5}=Q_{k,5} \times K_0=20 \times 0.508=10.20\text{kPa}$

con:

$$K_0=1-\text{sen}\phi=1-\text{sen}(29.5)=0.508$$

L’angolo di attrito ϕ è stato valutato come media pesata tra gli angoli di attrito dei 4 strati che incidono sulle pareti verticali perimetrali.

Di seguito l’applicazione al modello:

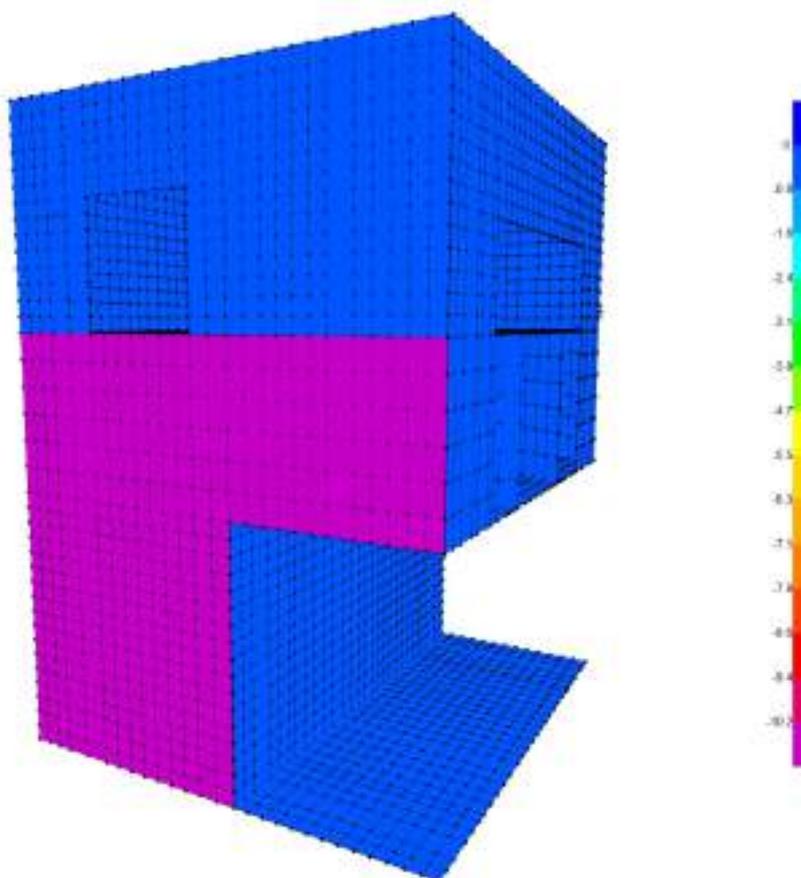


Figura 9-30 – Pozzo – Caso di carico "spinta orizzontale sovraccarico $Qk,5$ "

9.5.10 Peso panconi

Si considera una possibile condizione di manutenzione degli invasi in cui, ad esempio, l’invaso di sinistra può essere pieno e quello di destra vuoto. In questo caso, il peso dei panconi nell’invaso di destra graverà sugli orizzontamenti. In particolare, il pancone di chiusura del microtunneling graverà sul piano di fondazione ed il pancone di chiusura superiore graverà sull’orizzontamento a livello -1. Considerando un peso del pancone di 4.5t ovvero 45 kN ed una larghezza dello stesso pari a 4.50m, nel modello sarà applicato un carico

distribuito pari a $45/4.5=10$ kN/m, disposti appunto in corrispondenza dell’apertura del microtunneling a livello -2 ed in corrispondenza dell’apertura superiore di collegamento con il canale a livello -1. Di seguito l’applicazione dei carichi al modello:

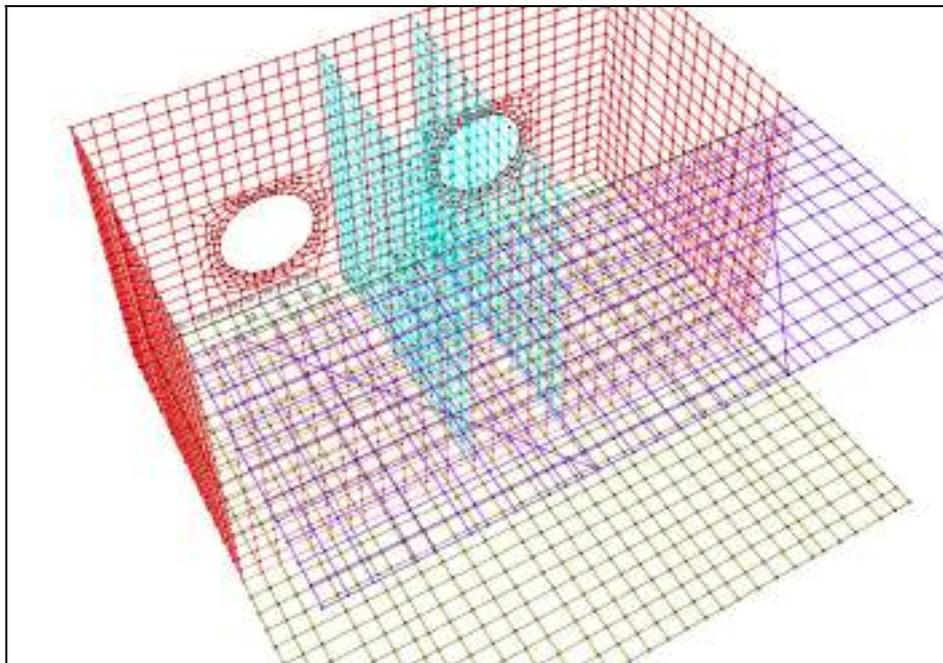


Figura 9-31 – Pozzo – Caso di carico "peso panconi invaso dx"

9.5.11 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 gli spettri elastici di RSL generati per 30 punti e così come implementati per punti sul software di calcolo.

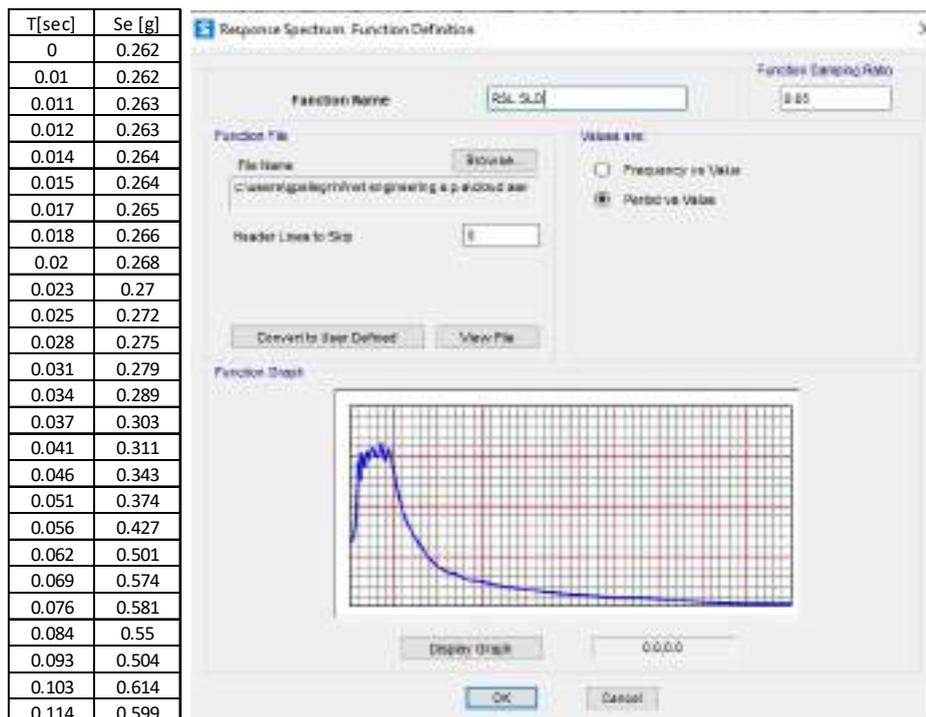


Figura 9-32 – Spettro di risposta RSL allo SLD

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:

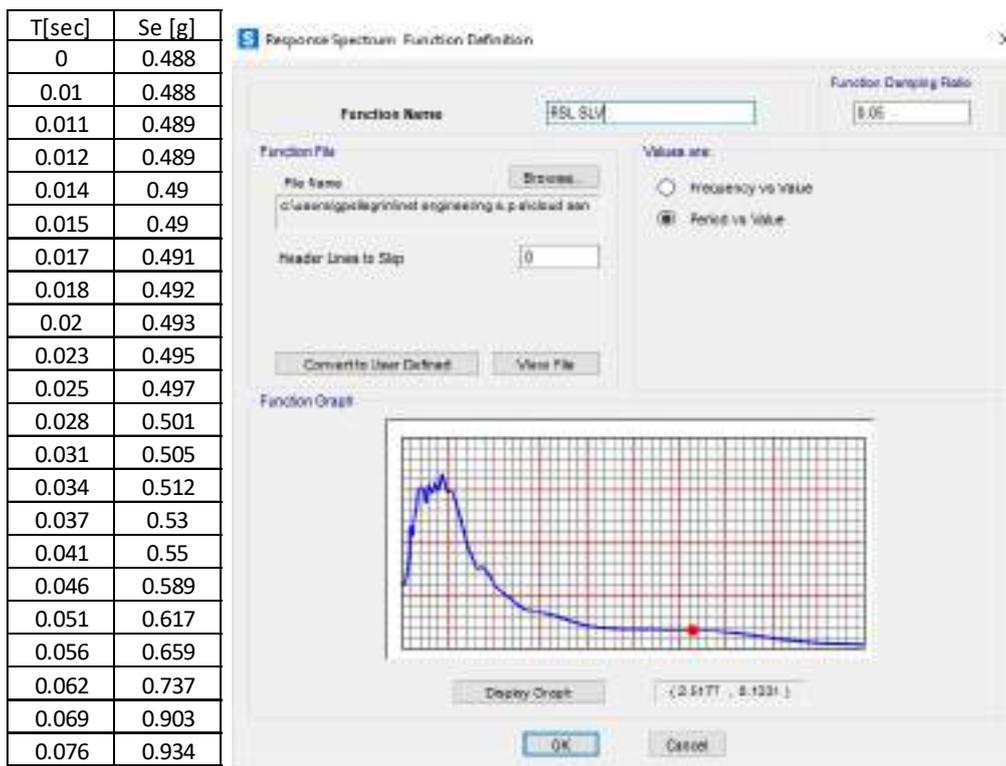


Figura 9-33 – Spettro di risposta RSL allo SLV

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 $q=1.5$.

9.5.12 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;
- 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 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

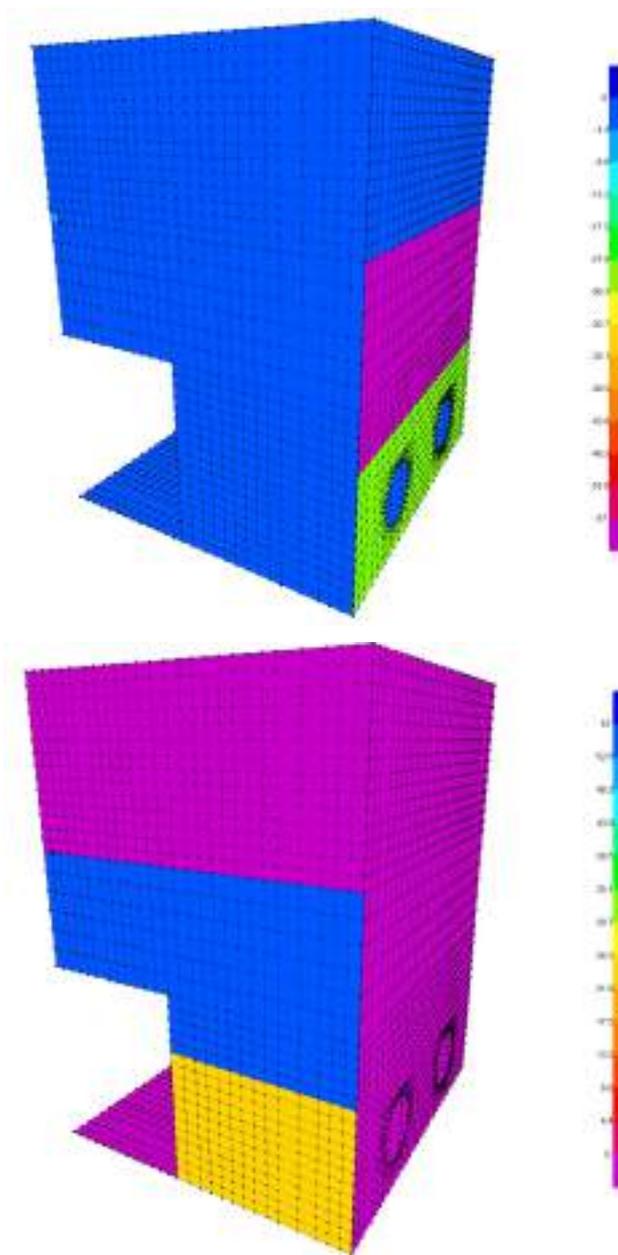
Per quanto riguarda l’incremento della spinta del terreno in fase dinamica, il valore dell’accelerazione da tenere in conto per l’applicazione della formula di WOOD risulta pari a:

- $ag/g=0.415$, valore dell’accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

$kh=ag/gxSsxSt=$	0.415	
γ mediato [kN/m ³]	18.90	
H [m] sopra falda	7.30	
ΔPw sopra falda=$khx\gamma xh=$	57	kN/m²
γ_w [kN/m ³]	10	
γ' mediato [kN/m ³]	8.90	
H [m] sotto falda	6.5	
ΔPw sotto falda=$khx\gamma xh=$	24	kN/m²

Tabella 9.5 – Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma



***Figura 9-34 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in
direzione -x e +y***

Incremento spinta idrostatica in fase dinamica

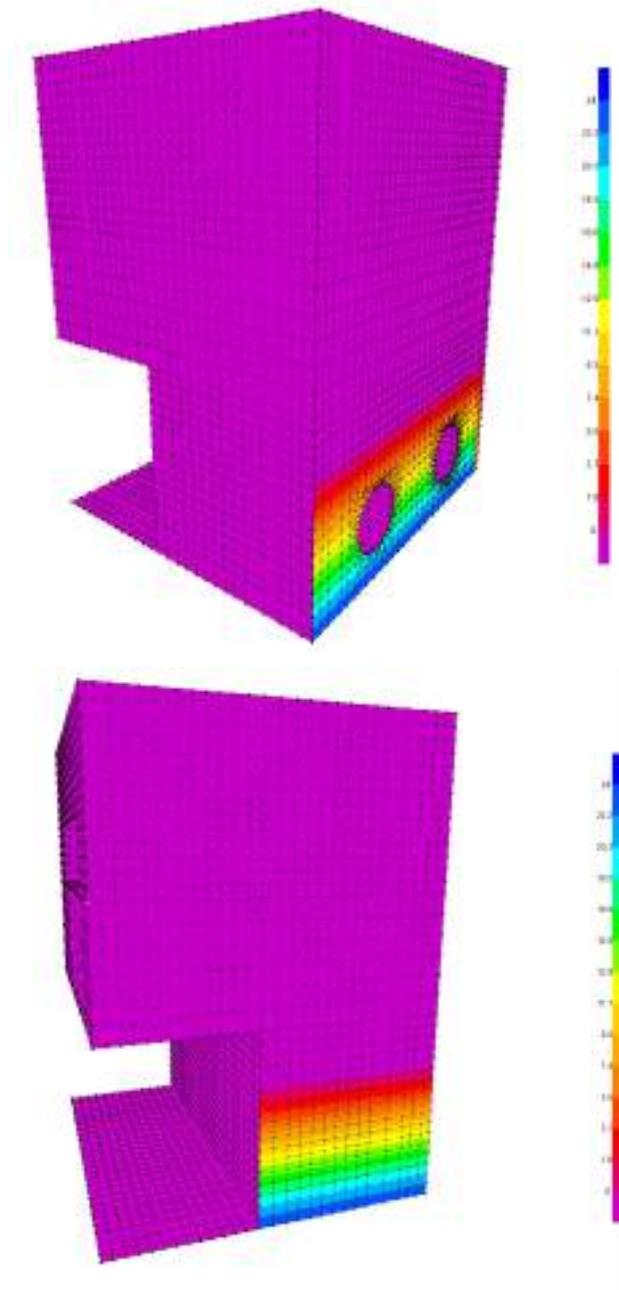
L’incremento dinamico di spinta dell’acqua d’invaso presente all’interno della vasca è valutato integrando la seguente distribuzione di pressione:

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

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

Falda

$$P_{\max}(z=6.50\text{m}) = \frac{7}{8} \times 0.415 \times 10 \times (6.5 \times 6.5)^{0.5} = 24 \text{ kPa}$$



***Figura 9-35 – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione -x a
sx e +y a dx***

Invaso

$$P_{\max}(z=11.20\text{m})=7/8 \times 0.415 \times 10 \times (11.20 \times 11.20)^{0.5} = 41 \text{ kPa}$$

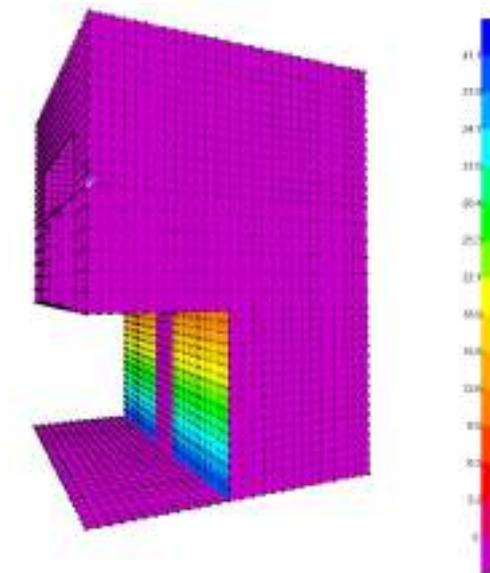


Figura 9-36 – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione -x

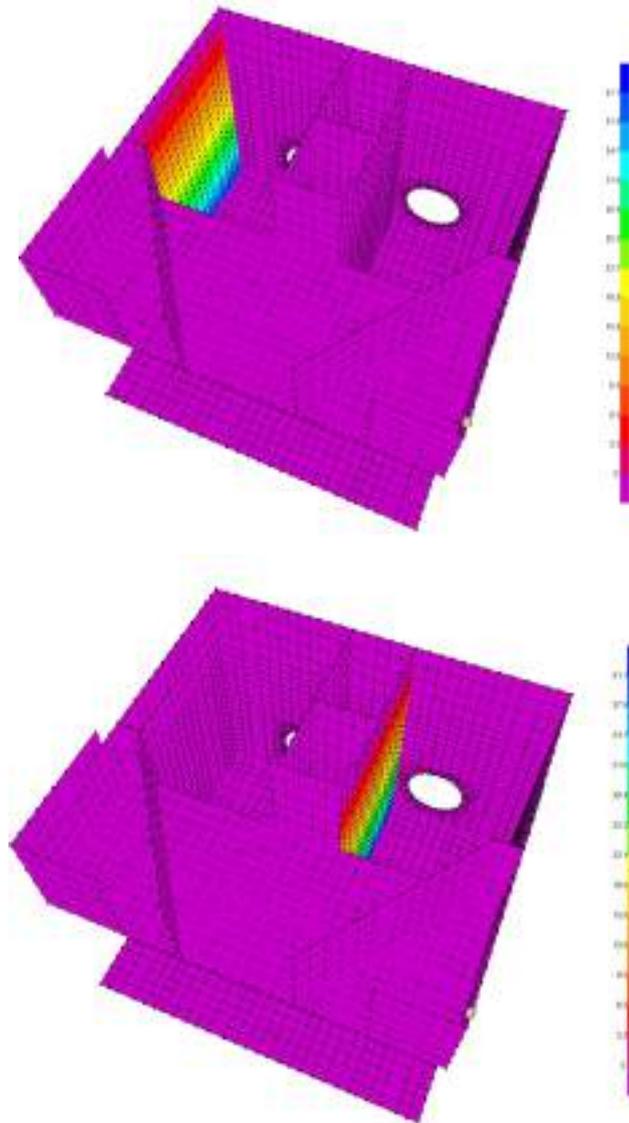


Figura 9-37 – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione +y

9.6 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:

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

$$A_s = C(cN_{c,s} + 0.5\gamma B N_{\gamma,s})$$

$$B_s Z^1 = C(\gamma N_q s_q) Z^1$$

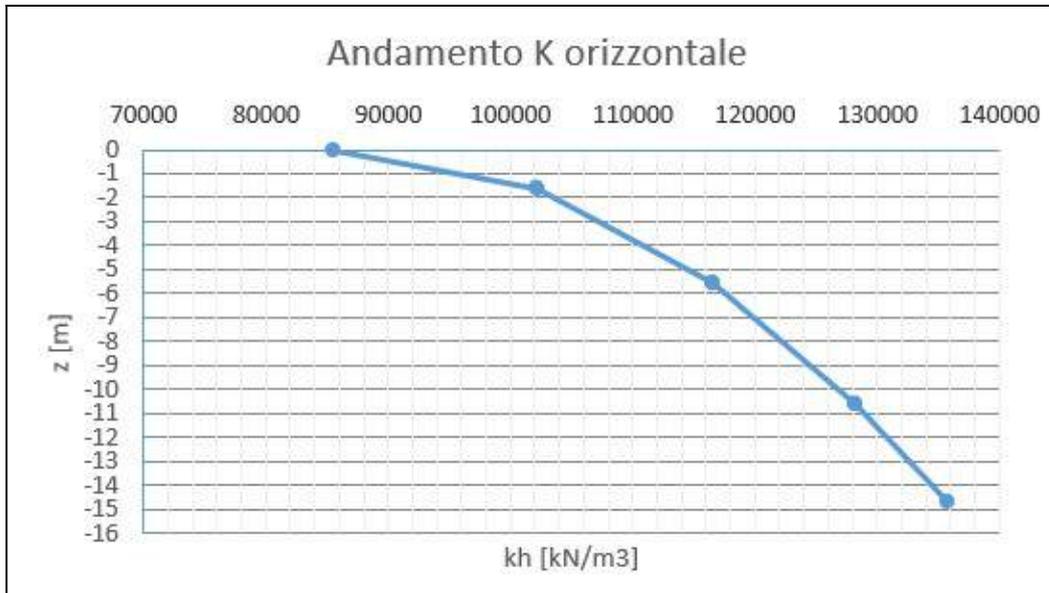
Molla verticale in fondazione a z=-14.14m da p.c.

$k_s = A_s + B_s \times Z^n =$	155062 kN/m3	valore della molla verticale da applicare al modello
C	40	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	9 kN/m2	coesione
$N_c = (N_q - 1) \tan \phi =$	30.14	
S_c	1	
ϕ'	30 °	angolo di resistenza a taglio
γ	19 kN/m3	peso unità di volume
B	16 m	larghezza fondazione
$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) \tan \phi =$	15.07	
s_{γ}	1	
$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot 19 \phi} =$	18.40	
s_q	1	
n	0.5	
Z	14.14 m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	16 m	
$c' \cdot N_c \cdot s_c =$	271.2566501	
$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} =$	2290.611712	
$A_s =$	102475	
$\gamma \cdot N_q \cdot s_q =$	349.6213222	
$B_s =$	13985	

Molla verticale in fondazione a z=-7.25m da p.c.

$k_s=A_s+B_s \times Z^n=$	206039 kN/m3	valore della molla verticale da applicare al modello
C	40	fattore che dipende dal sistema di misura
c'	0 kN/m2	coesione
$N_c=(Nq-1)/tg\phi=$	46.12	
Sc	1	
ϕ'	35 °	angolo di resistenza a taglio
γ	19.3 kN/m3	peso unità di volume
B	10.45 m	larghezza fondazione
$N_\gamma=1.5(Nq-1)*tg\phi=$	33.92	
s_γ	1	
$Nq=lg^2(45+\phi/2)*e^{*tg\phi}=$	33.30	
sq	1	
n	0.5	
Z	7.25 m	profondità del piano di posa della fondazione rispetto al p.c.
B	10.45 m	
$c*N_c*sc=$	0	
$0.5*\gamma*B*N_\gamma*s_\gamma=$	3420.673408	
As=	136826.9363	
$\gamma*Nq*sq=$	642.6145658	
Bs=	25704.58263	

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 $K_s= 114000$ kN/m3.

9.7 ANALISI DEI CARICHI CANALE

Si riporta di seguito l’analisi dei carichi per la struttura più superficiale, ovvero il canale di collegamento tra il pozzo e la galleria Ponzano.

9.7.1 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.).

9.7.2 Azioni solaio di copertura

Solaio prefabbricato tipo pi greco

PESO PROPRIO

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

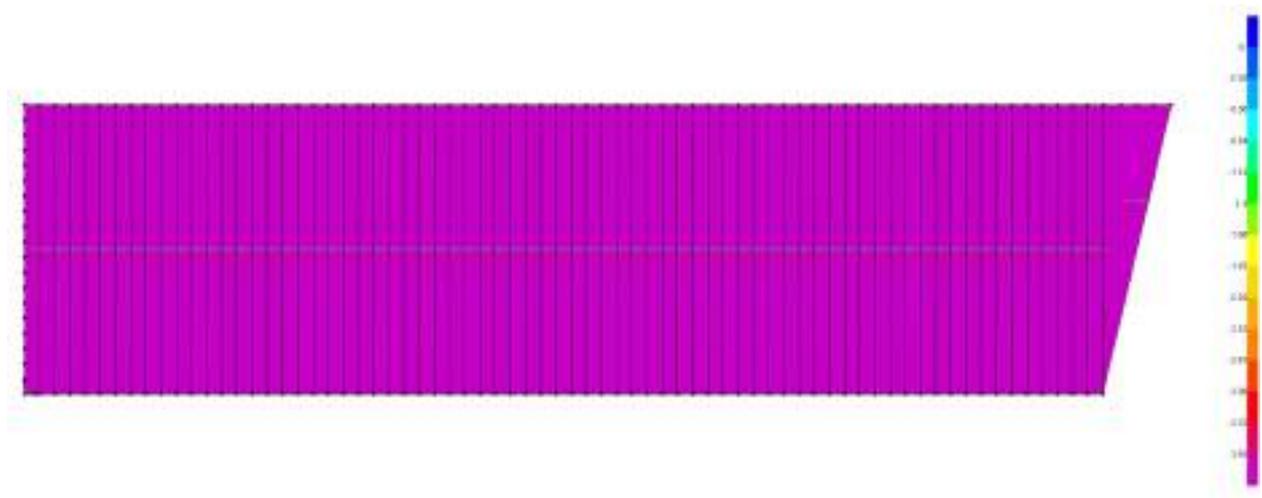


Figura 9-38 – Canale – Caso di carico “Peso proprio copertura”

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

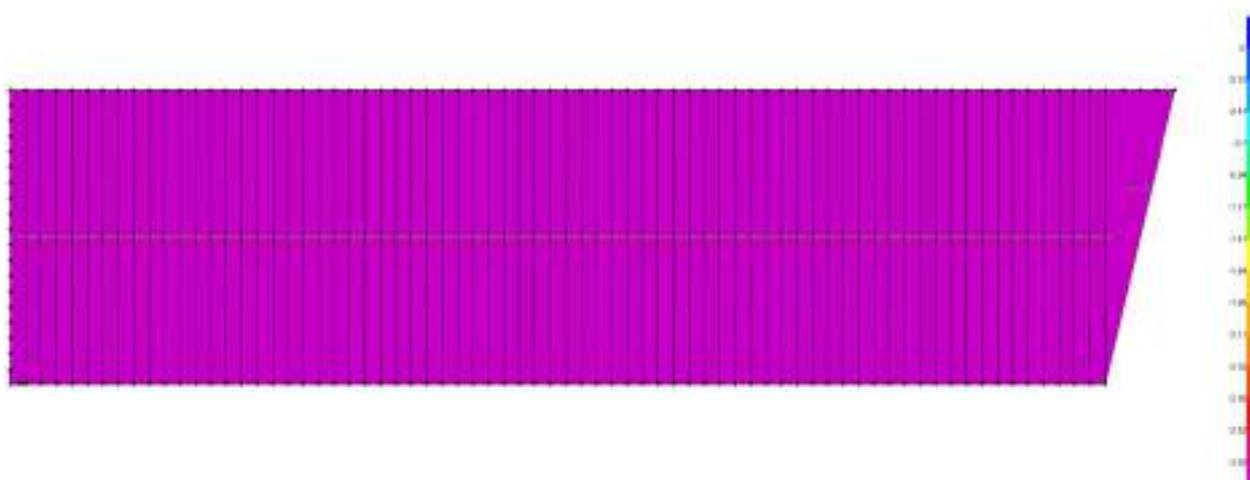


Figura 9-39 – Canale – Caso di carico "Permanente portato"

Variabili

- Carico accidentale in copertura; $Q_{k,1} = 1.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico neve in copertura $Q_{k,2} = 1.17 \text{ kN/m}^2$

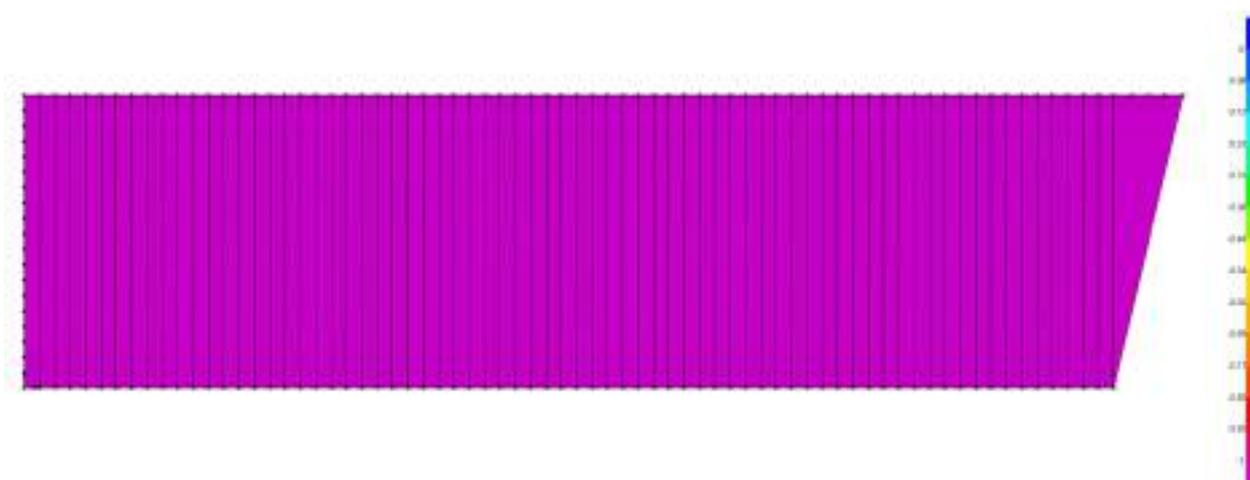


Figura 9-40 – Canale – Caso di carico "Manutenzione $Q_{k,1}$ "

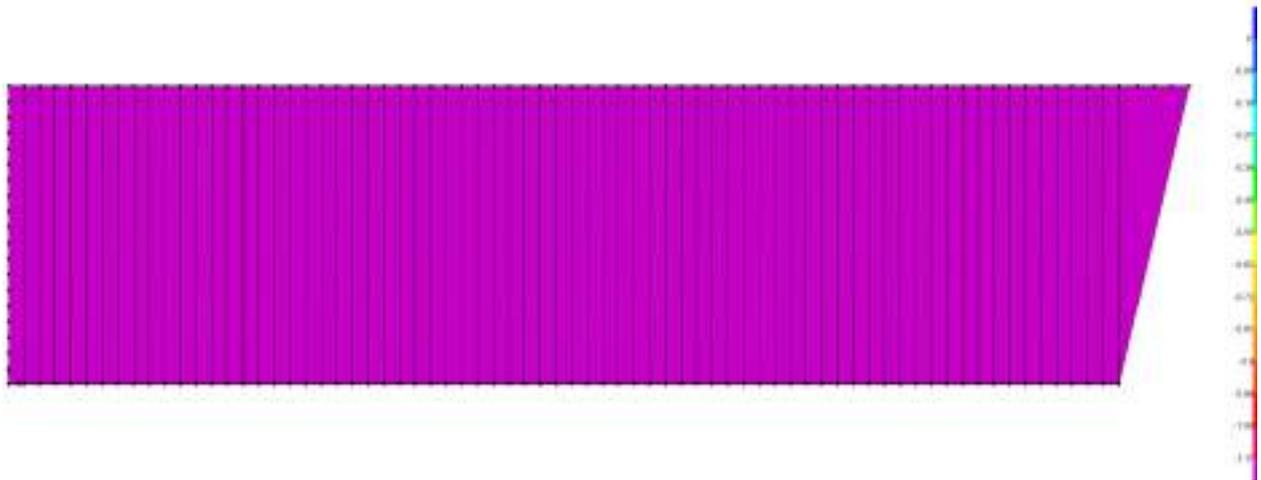


Figura 9-41 – Canale – Caso di carico "Neve Qk,2"

9.7.3 Azioni solaio a quota piano campagna (Camminamenti laterali in calcestruzzo)

In corrispondenza dei camminamenti a quota piano campagna è stata considerata un'area possibilmente sottoposta al carico da folla:

- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,3} = 3.00$ kPa

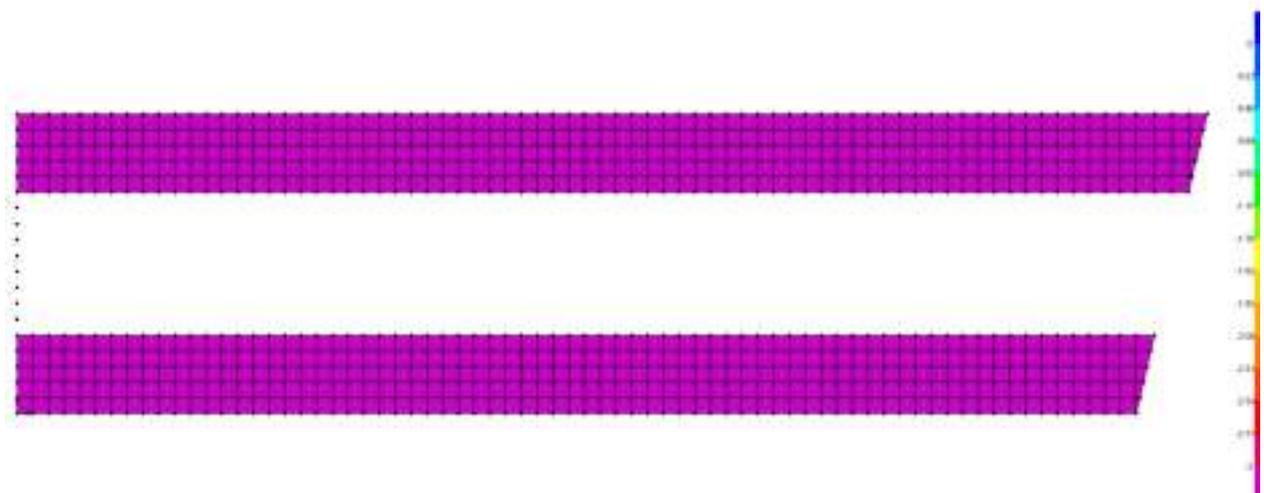


Figura 9-42 – Canale – Caso di carico "Q_{k,3} Folla cat. E"

9.7.4 Azioni solaio a livello -1 (Fondazione, Piano di scorrimento dell’acqua)

In fondazione, in condizioni di esercizio, insiste una pressione verticale dovuta alla presenza dell’acqua per un’altezza di 2.40m. Tale pressione viene applicata nella parte centrale delimitata dai setti interni. Nelle parti esterne comprese tra i setti perimetrali e i setti interni per il deflusso dell’acqua, è stata considerata un’area possibilmente sottoposta al carico da folla. Infine, sempre in tali aree esterne, è stata considerata una pressione dovuta alla presenza di possibili impianti:

- Peso verticale acqua= $\gamma_w \times h = 10 \times 2.40 = 24 \text{ kN/m}^2$;
- Sovraccarico accidentale di categoria E: $Q_{k,6} = 3.00 \text{ kPa}$
- Impianti= 4.00 kPa

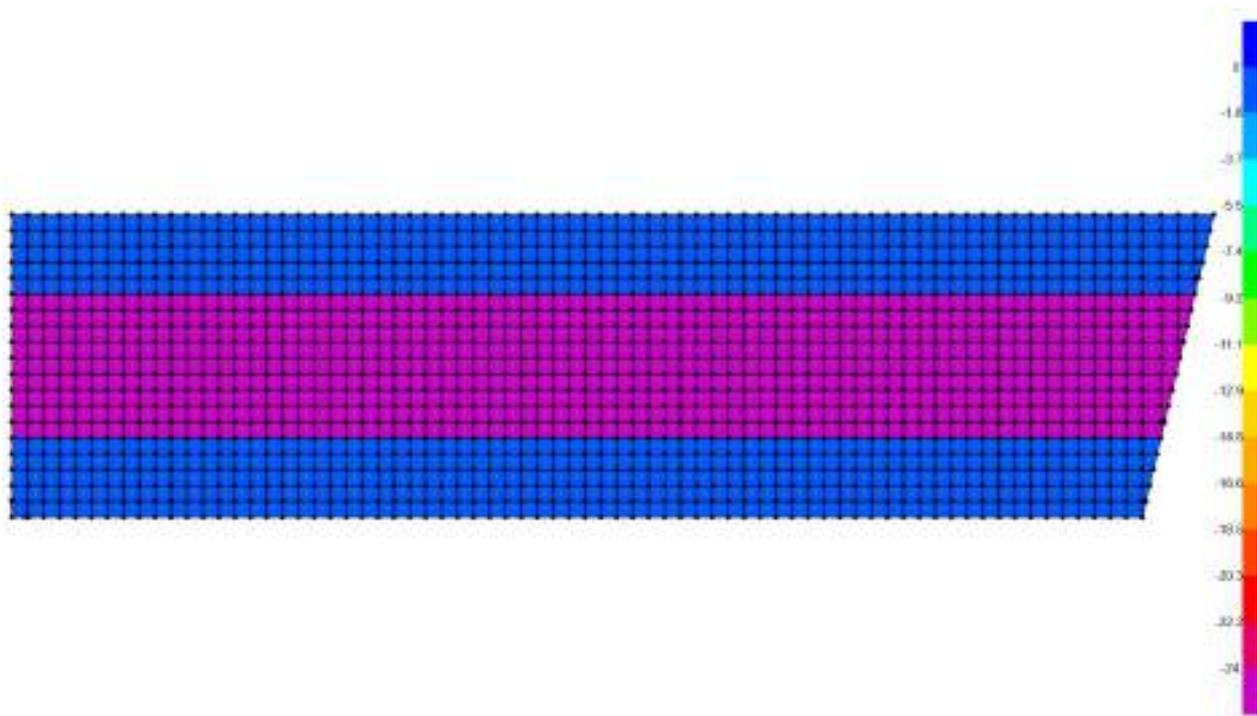


Figura 9-43 – Canale – Caso di carico "Pressione verticale acqua"

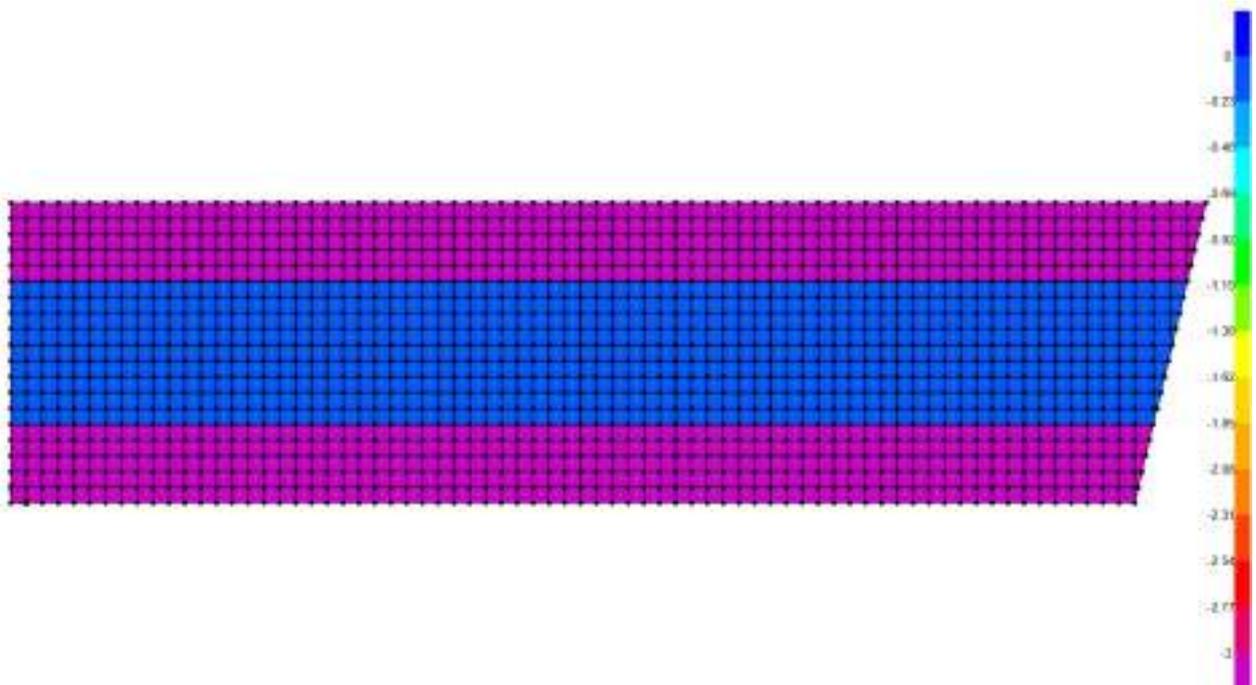


Figura 9-44 – Canale – Caso di carico "Qk,6 Folla cat. E"

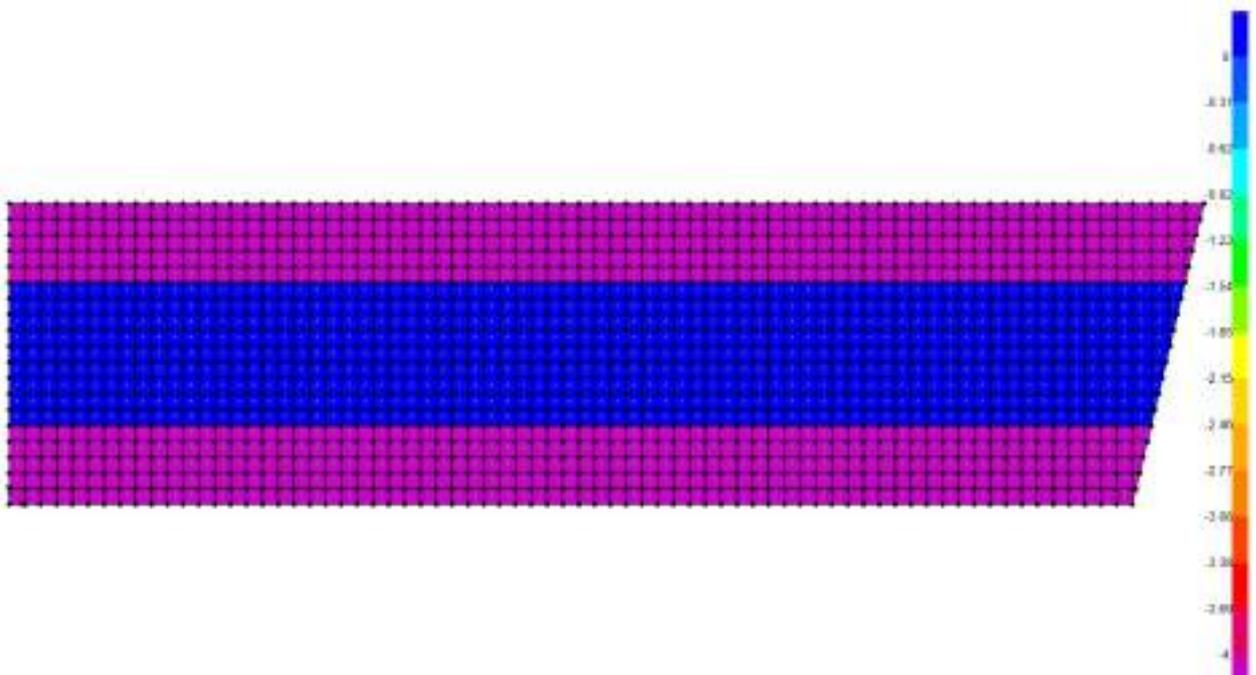


Figura 9-45 – Canale – Caso di carico “impianti”

9.7.5 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. Il piano campagna presenta un andamento variabile rispetto allo sviluppo longitudinale del canale. A favore di sicurezza, la spinta delle terre è stata valutata considerando l’altezza massima raggiunta dal piano campagna:

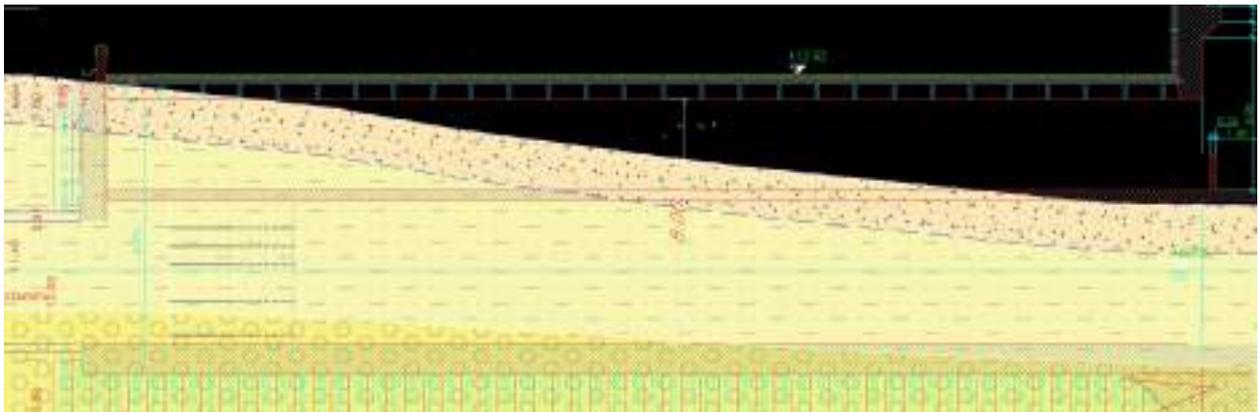


Figura 9-46 – Canale – Andamento variabile del terreno

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 = $1 - \sin\phi$.

Nel caso in esame la falda non risulta interferente con l’opera in progetto in quanto il piano di posa della fondazione è a quota 403.81(piano scorrimento acqua)-1.00 (spessore fondazione)-0.20 (spessore magrone)=402.61m s.l.m. mentre la falda è a quota 401m s.l.m.

Si riporta di seguito l’andamento delle tensioni totali in uno specchietto riepilogativo e l’applicazione al modello di calcolo:

	spessore [m]	z [m]	γ [kN/m ³]	γ mediato [kN/m ³]	ϕ [°]	ϕ mediato [°]	c' [kPa]	k_0	σ_v [kPa]	σ_h [kPa]	u [kPa]	σ_h [kPa]
strato 1	1.10	1.10	16	18	25	32	0	0.475	20	9	0	9
strato 2	5.85	6.95	18	18	32	32	0	0.475	125	59	0	59
strato 3	1.55	8.50	19.3	18	35	32	0	0.475	153	73	0	73

Figura 9-47 – Andamento delle tensioni orizzontali totali

Applicazione delle pressioni nel software:

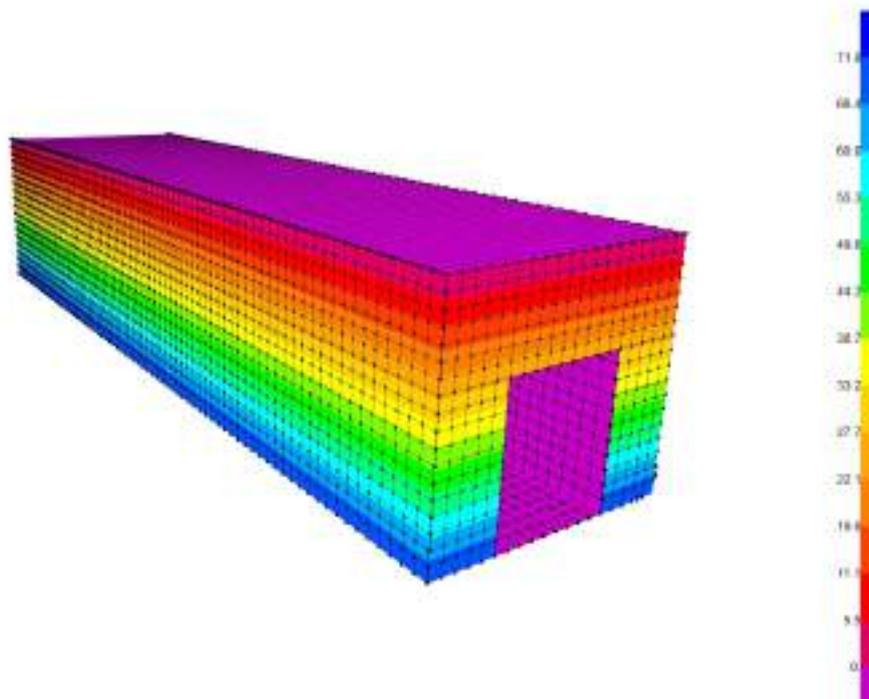


Figura 9-48 – Andamento delle tensioni orizzontali totali

9.7.6 Spinta statica dell’acqua di invaso

All’interno del manufatto, è presente un tirante d’acqua che in condizioni di esercizio risulta pari ad 2.40m.

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 presente in condizioni di esercizio (per tale condizione sono stati calcolati i valori delle sovrappressioni in condizioni sismiche);
- condizione di scarico 1: manufatto vuoto.

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: $\gamma_w \times z = 10 \times 2.40 = 24$ kPa:

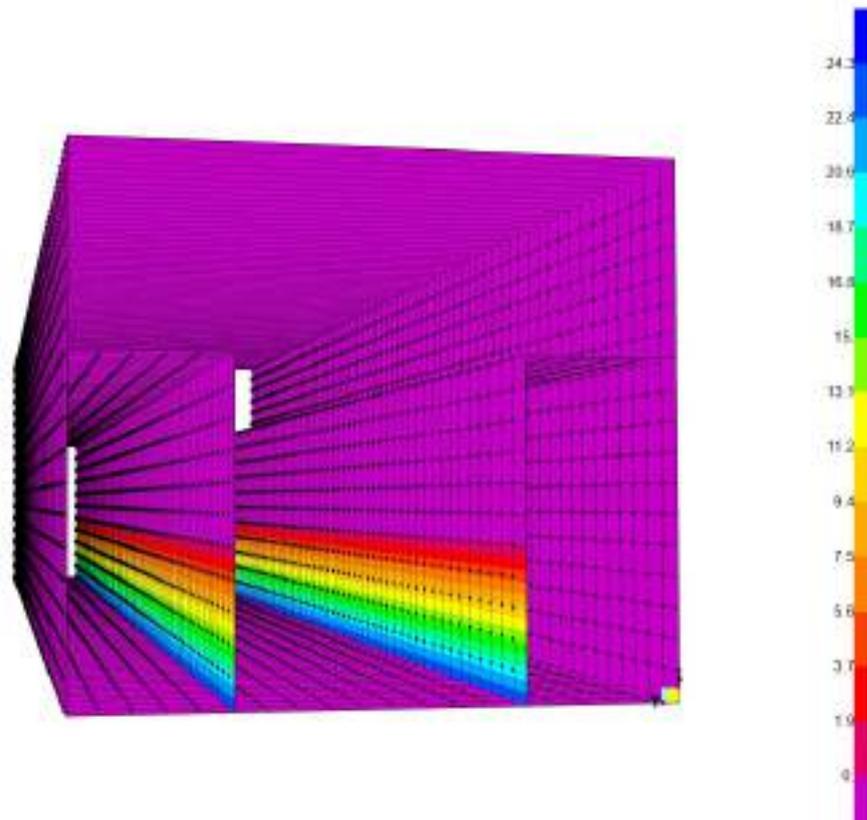


Figura 9-49 – Canale – Caso di carico "spinta orizzontale acqua"

9.7.7 Spinta statica dovuta al sovraccarico

Si considera la presenza di un sovraccarico accidentale $Q_{k,5}=20\text{kPa}$ posizionato a ridosso del manufatto. Per effetto del sovraccarico nascerà quindi una spinta orizzontale sulle pareti esterne del manufatto di entità pari a:

- $q_{k,5}=Q_{k,5} \times K_0=20 \times 0.475=9.50\text{kPa}$

con:

$$K_0=1-\text{sen}\phi=1-\text{sen}(32)=0.475$$

L'angolo di attrito ϕ è stato valutato come media pesata tra gli angoli di attrito dei 3 strati che incidono sulle pareti verticali perimetrali.

Di seguito l’applicazione al modello:

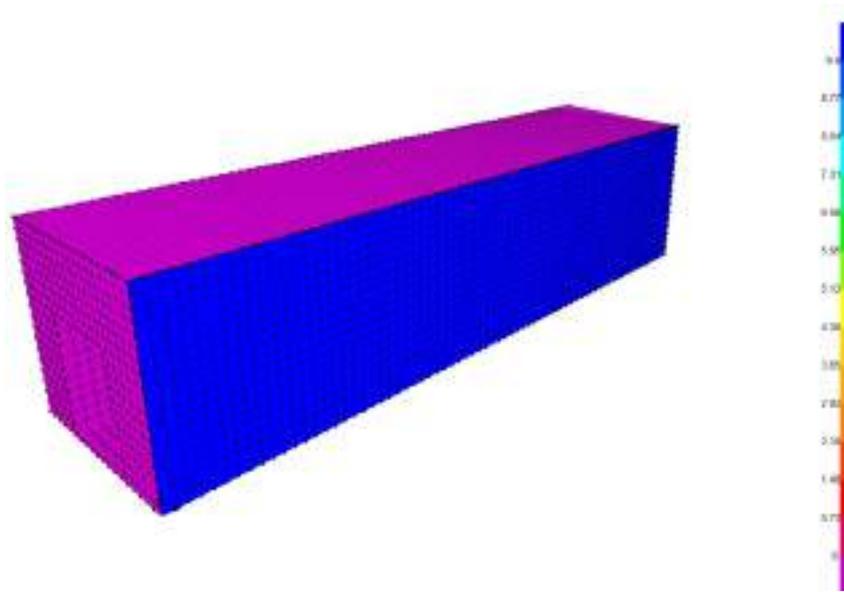


Figura 9-50 – Canale – Caso di carico "spinta orizzontale sovraccarico $Qk,5$ "

9.7.8 Analisi strutturale sismica

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.

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:

- $ag/g=0.415$, valore dell’accelerazione per periodo nullo alla quota del baricentro della paratia.

Per cui si ha:

WOOD

$kh=ag/gxSsxSt=$	0.415	
γ mediato [kN/m3]	18.00	
H [m] alt. parete	8.00	
$\Delta Pw =khx\gamma xh=$	60	kN/m2

Tabella 9.6 – Incremento di spinta delle terre per effetto del sisma

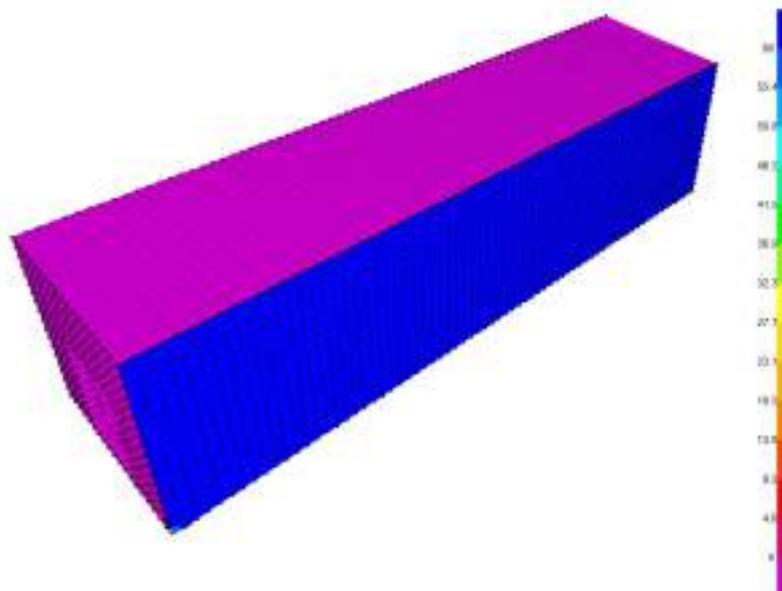


Figura 9-51 – Assegnazione incremento dinamico spinta terre – wood in direzione +y

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:

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

Figura 9-52 – Incremento pressione idrodinamica acqua di falda in direzione -x a sx e +y a dx

Invaso

$$P_{\max}(z=2.40\text{m}) = \frac{7}{8} \times 0.415 \times 10 \times (2.40 \times 2.40)^{0.5} = 9.0 \text{ kPa}$$

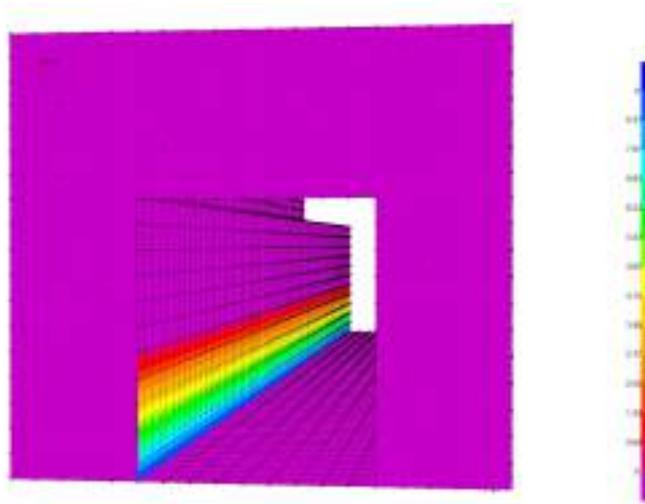


Figura 9-53 – Incremento pressione idrodinamica acqua di invaso in direzione +y

9.8 COMBINAZIONE 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 $w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

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 $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ e $w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

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:

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

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

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

Tabella 9.7 – Snellezza limite

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.

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10	SLU 11	Ecc. ale 1	Ecc. ale 2	Ecc. ale 3
DEAD	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
G1,copertura	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
G2,copertura	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.80	0.80	0.80
Qk,4 mezzi 20kPa a livello 0.00	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	0.30	0.30	0.30
Qk,5 accidentale spinta orizzontale sovraccarico 20 kPa	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	1.5	1.05	0.30	0.30	0.30
Qk,6 accidentale 3kPa a livello -1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.5	0.00	0.00	0.00
G2,impianti	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
G1, terreno verticale su fondazione	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 1	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sopra falda	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sotto falda	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 4	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso sx	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
peso verticale acqua invaso dx	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
peso verticale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
peso verticale acqua locale setti obliqui	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale acqua invaso sx	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
spinta orizzontale acqua invaso dx	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua setti obliqui	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
peso proprio carroponte + portata di 5t	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00
peso panconi invaso dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

	W ₀	W ₁	W ₂	
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 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	0.90	0.80	cat. E
Qk,4 mezzi 20kPa a livello 0.00	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,5 accidentale spinta orizzontale sovraccarico 20 kPa	0.70	0.50	0.30	cat. G
Qk,6 accidentale 3kPa a livello -1	1.00	0.90	0.80	cat. E

Tabella 9.8 – Combinazioni di carico in SLU ed Eccezionali

	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8	RARA 9	RARA 10	RARA 11
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1,copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2,copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Qk,4 mezzi 20kPa a livello 0.00	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70
Qk,5 accidentale spinta orizzontale sovraccarico 20 kPa	0.70	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70	0.70	0.70	0.70	1.00	0.70
Qk,6 accidentale 3kPa a livello -1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2,impianti	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, terreno verticale su fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sopra falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sotto falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua invaso dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua locale setti obliqui	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua setti obliqui	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso proprio carroponete + portata di 5t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 9.9 – Combinazioni di carico in esercizio – Combinazione Rara

	FREQ 1	FREQ 2	FREQ 3	FREQ 4	FREQ 5	FREQ 6	FREQ 7	FREQ 8	FREQ 9	FREQ 10	FREQ 11
DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1,copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2,copertura	1.00	1.00	1.00	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	0.00	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90	0.80	0.80	0.80
Qk,4 mezzi 20kPa a livello 0.00	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30
Qk,5 accidentale spinta orizzontale sovraccarico 20 kPa	0.30	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30	0.30	0.50	0.30
Qk,6 accidentale 3kPa a livello -1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
G2,impianti	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, terreno verticale su fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sopra falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sotto falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua invaso dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua locale setti obliqui	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua setti obliqui	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso proprio carroponete + portata di 5t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 9.10 – Combinazioni di carico in esercizio – Combinazione Frequente

	QP 1	QP 2
DEAD	1.00	1.00
G1,copertura	1.00	1.00
G2,copertura	1.00	1.00
Qk,1 manutenzione copertura	0.00	0.00
Qk,2 neve copertura	0.00	0.00
Qk,3 accidentale 3kPa a livello 0.00	0.80	0.80
Qk,4 mezzi 20kPa a livello 0.00	0.30	0.30
Qk,5 accidentale spinta orizzontale sovraccarico 20 kPa	0.30	0.30
Qk,6 accidentale 3kPa a livello -1	0.00	0.80
G2,impianti	1.00	1.00
G1, terreno verticale su fondazione	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 1	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 2	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sopra falda	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sotto falda	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 4	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso sx	1.00	0.00
peso verticale acqua invaso dx	1.00	0.00
peso verticale acqua locale pompe	0.00	0.00
peso verticale acqua locale setti obliqui	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso sx	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua invaso dx	1.00	0.00
spinta orizzontale acqua locale pompe	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua setti obliqui	1.00	0.00
peso proprio carroponte + portata di 5t	1.00	1.00

Tabella 9.11 – Combinazioni di carico in esercizio – Combinazione Quasi Permanente

	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
G1,copertura	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2,copertura	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 3kPa a livello 0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Qk,4 mezzi 20kPa a livello 0.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Qk,5 accidentale spinta orizzontale sovraccarico 20 kPa	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Qk,6 accidentale 3kPa a livello -1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G2,impianti	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1, terreno verticale su fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sopra falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 3 sotto falda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale terreno strato 4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua invaso dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso verticale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
peso verticale acqua locale setti obliqui	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale acqua invaso sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale acqua invaso dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
spinta orizzontale acqua locale pompe	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
spinta orizzontale acqua setti obliqui	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
peso proprio carroponete + portata di 5t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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

Tabella 9.12 – Combinazioni di carico sismiche

9.8 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.

9.8.1 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.

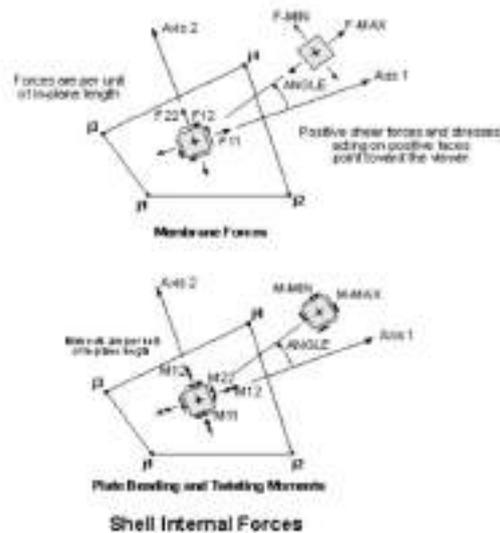


Figura 9-54 – orientamento assi locali

9.8.2 Diagrammi delle sollecitazioni e verifiche

Fondazione Pozzo

Fondazione Pozzo – SLU-SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il piano di fondazione a quota $z=14\text{m}$ da piano campagna.

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

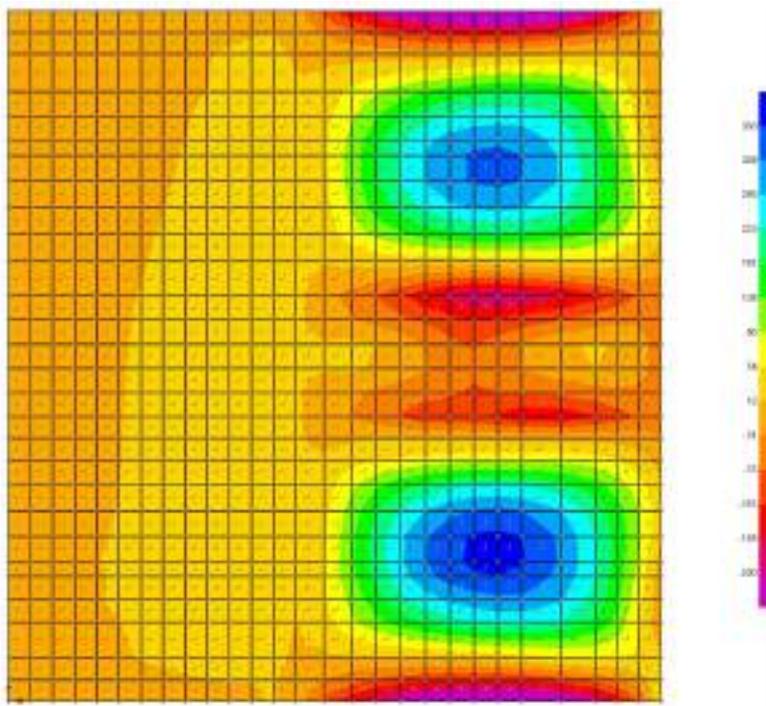


Figura 9-55 – M_{22} max

Inviluppo momento flettente SLU-SLV verticale M_{22} (valori minimi)

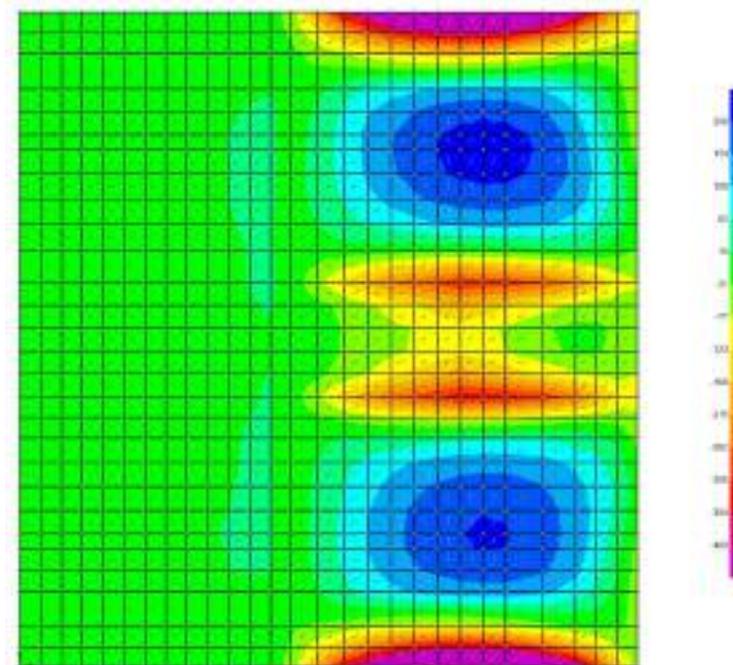


Figura 9-56 – M_{22} min

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

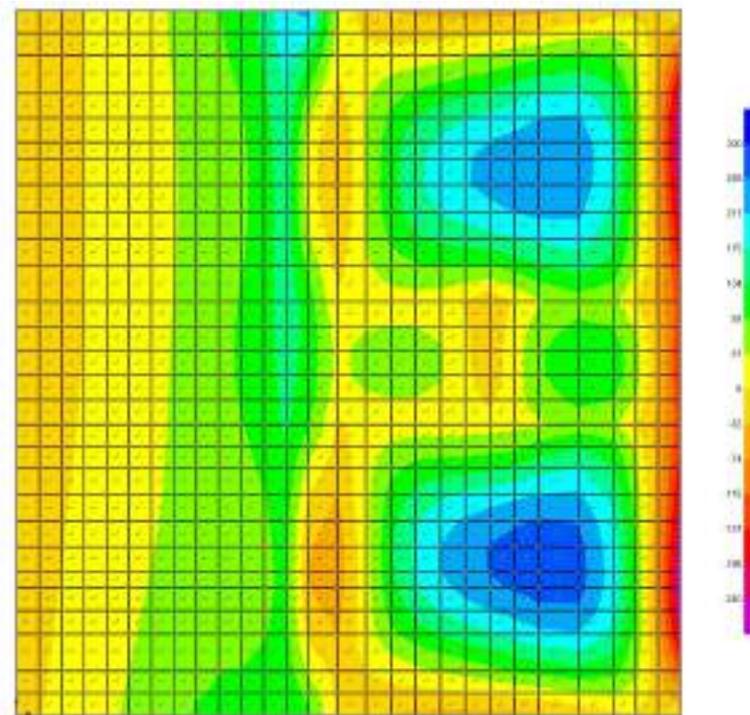


Figura 9-57 – M_{11max}

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

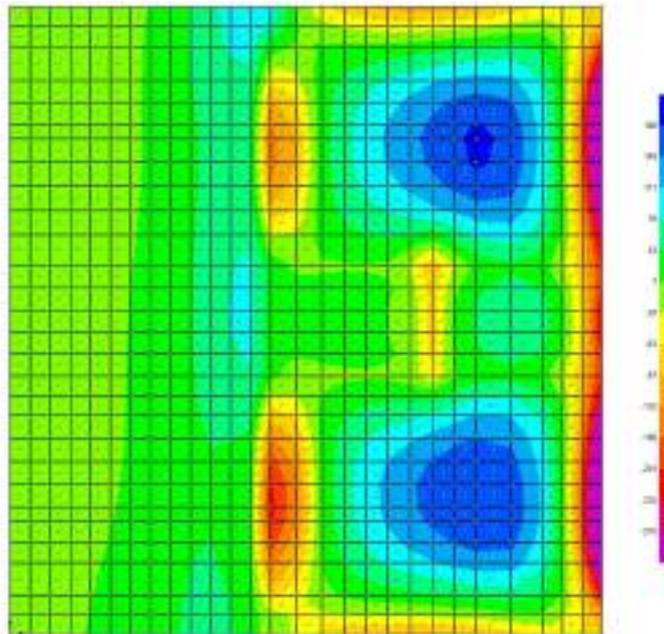


Figura 9-58 – M11min

Inviluppo taglio SLU-SLV verticale V23 (valori minimi)

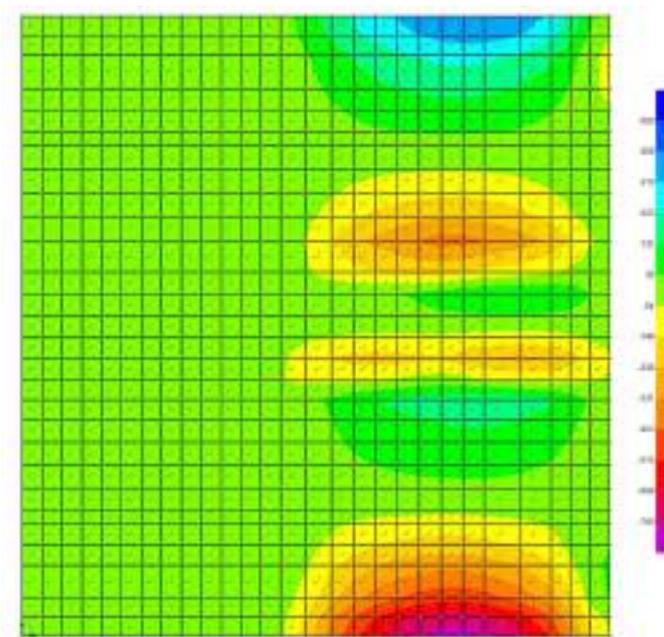


Figura 9-59 – Taglio verticale V23

Fondazione Pozzo – SLE – Quasi Permanente

Tensioni di trazione in Combinazione Quasi Permanente

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

1. $st = fctm / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.52 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 1.50 MPa e quindi minore del valore limite:

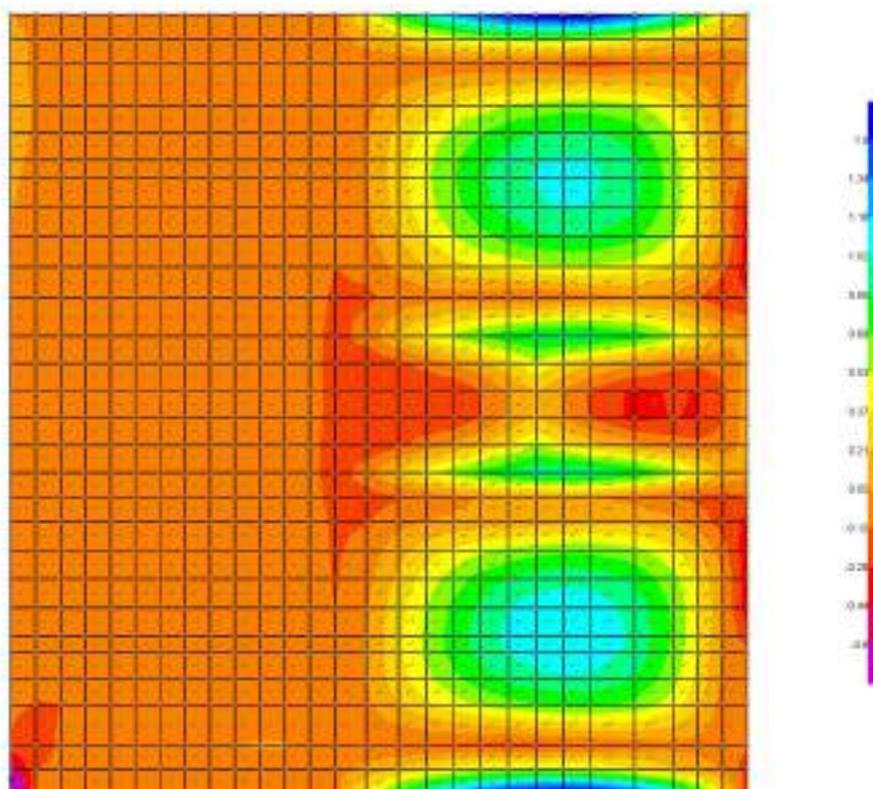
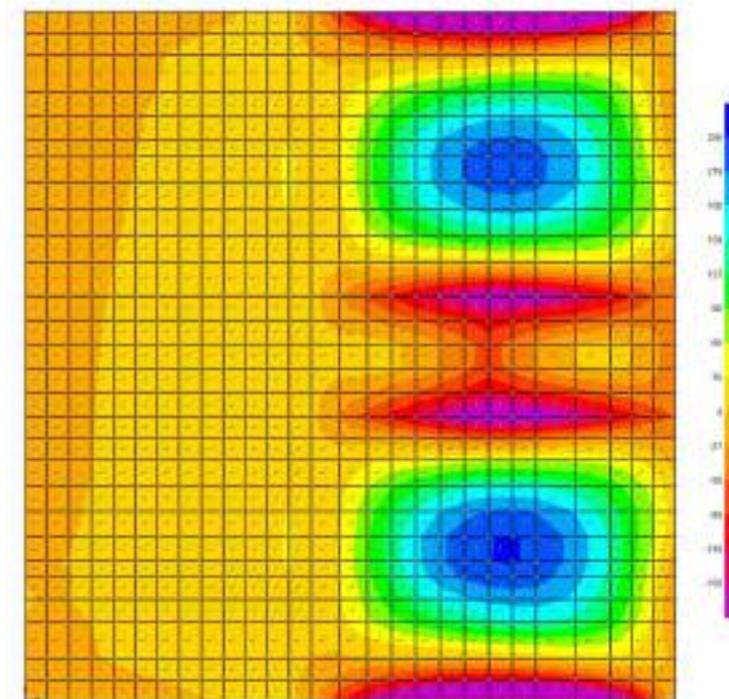


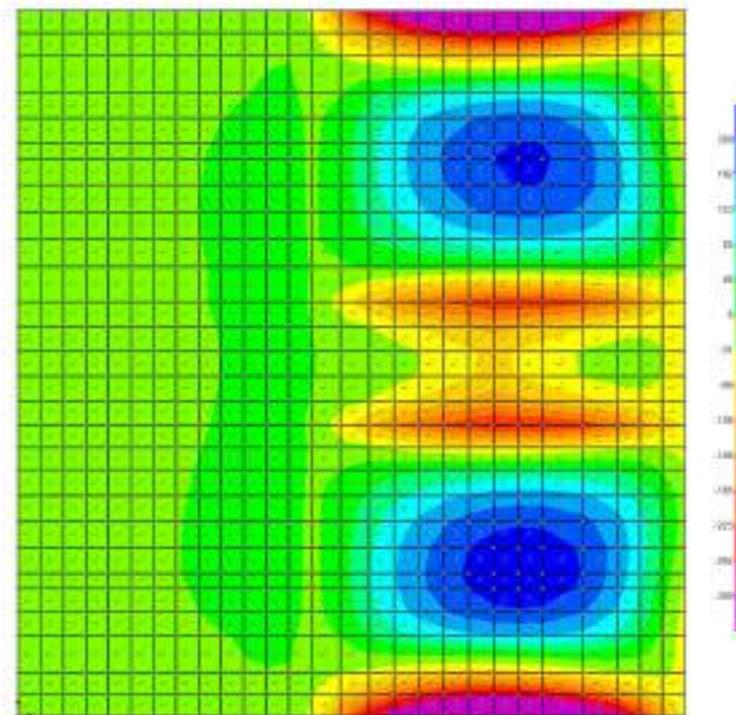
Figura 9-60 – st,max

Fondazione Pozzo – SLE – Frequente

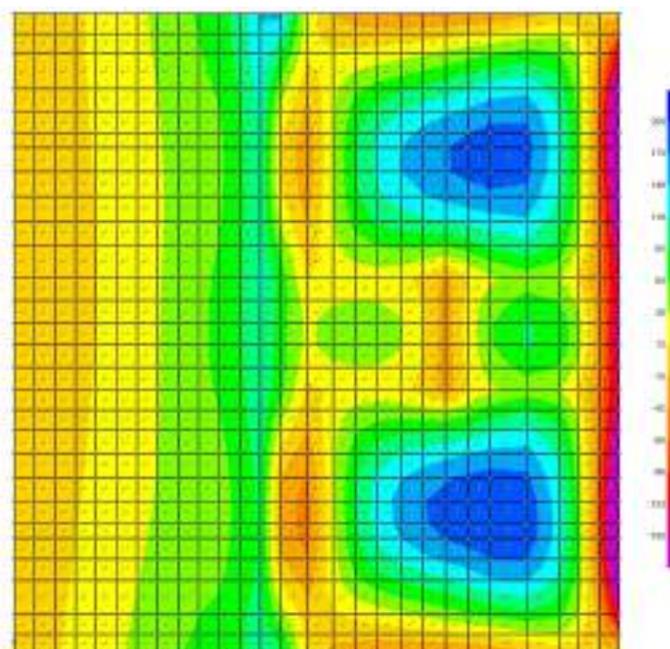
Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori masimi)



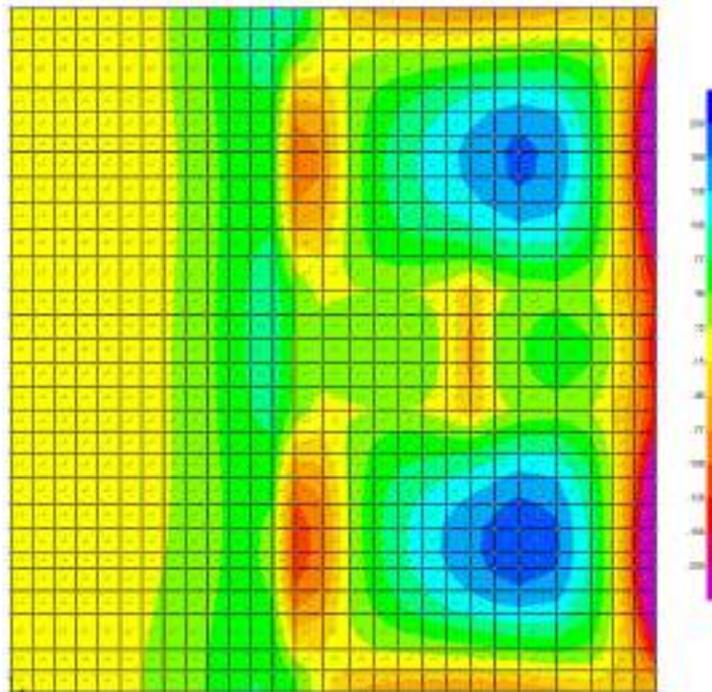
Inviluppo momento flettente SLE Frequente verticale M22 (valori minimi)



Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori masimi)

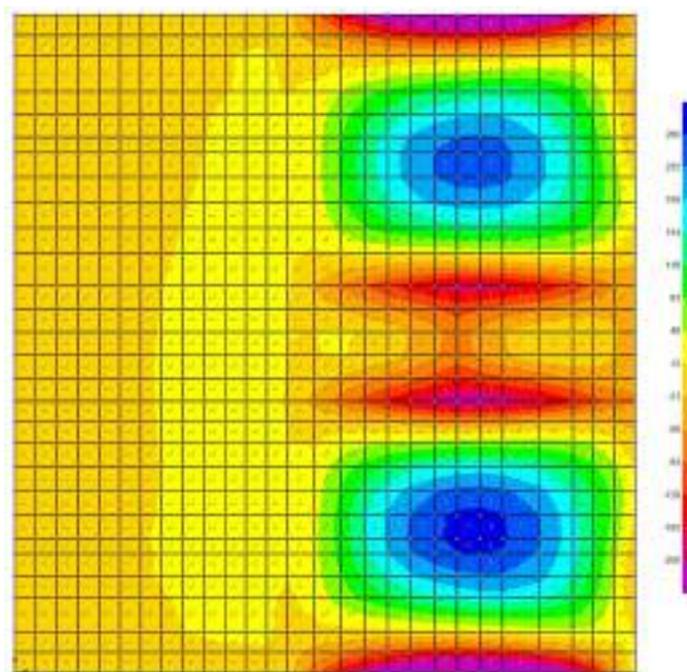


Inviluppo momento flettente SLE Frequente orizzontale M11 (valori minimi)

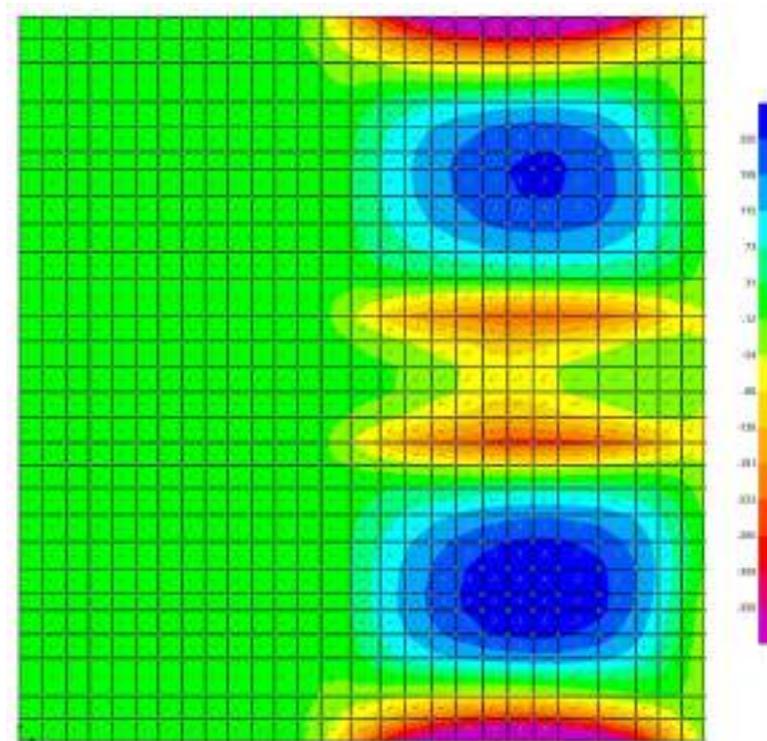


Fondazione Pozzo – SLE – RARA

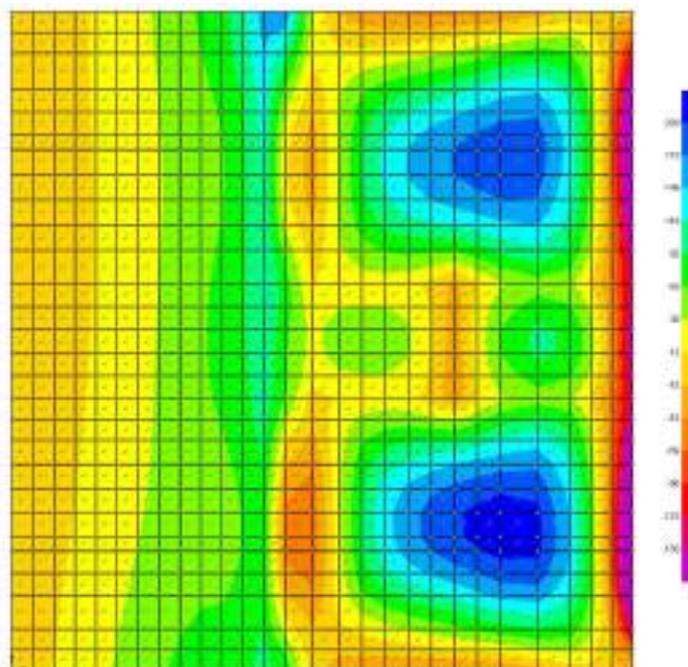
Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori masimi)



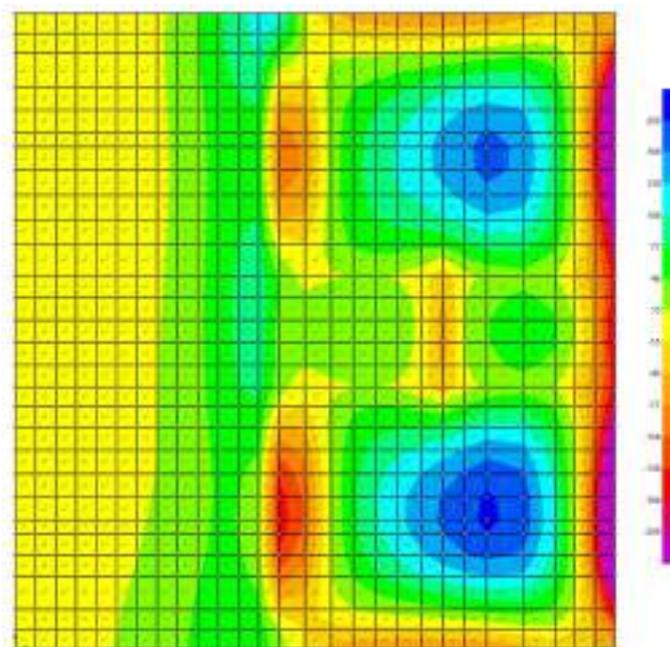
Inviluppo momento flettente SLE Rara verticale M22 (valori minimi)



Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori masimi)



Inviluppo momento flettente SLE Rara orizzontale M11 (valori minimi)



Verifiche

Si riportano di seguito le verifiche effettuate. La sezione risulta essere armata con 7f22 al lembo superiore e 7f22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

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:	100.0	cm
Barre inferiori:	7Ø22	(26.6 cm ²)
Barre superiori:	7Ø22	(26.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	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	350.00

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	0.00300	0.00 (592.48)

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	400.00	0.09	937.53	2.344	93.0	0.08	0.70	26.6 (16.2)

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	3.05	100.0	0.00	78.6	-153.1	93.0	17.5	1750	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-0.00072	0.00020		0.50	0.600.000394	(0.000394)	4470.176	(0.20)	592.48

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispongono nelle zone a ridosso dei setti dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli f10/200x200. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	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	$A_{sl,1} = 7$	$\emptyset 22$	$= 26.61 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 929$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			26.61 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 700.0 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.464 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.351$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.003 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 341.6 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 325.8 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 341.6 \text{ kN}$ valore di calcolo

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 35.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

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

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 917.5 \text{ kN}$

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

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 3561.8 \text{ kN}$

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 917.5 > 700.0 \text{ kN}$ c.s. = 1.3

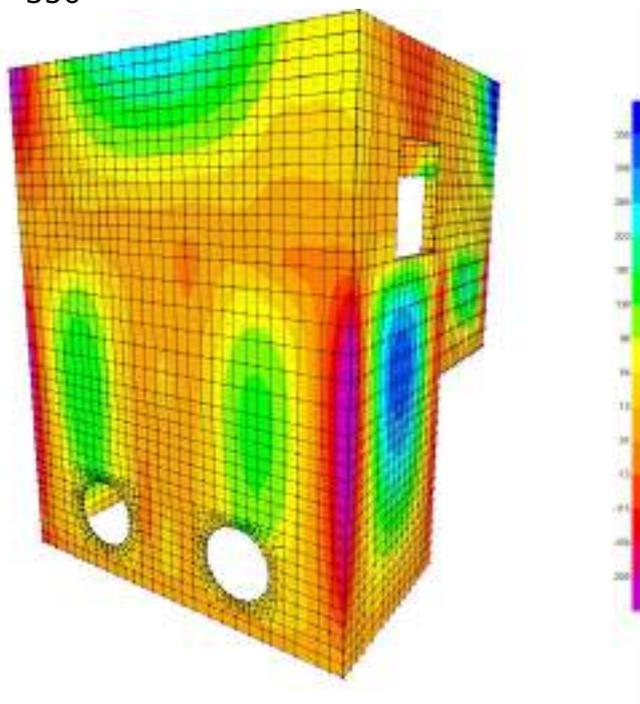
la sezione armata a taglio risulta verificata.

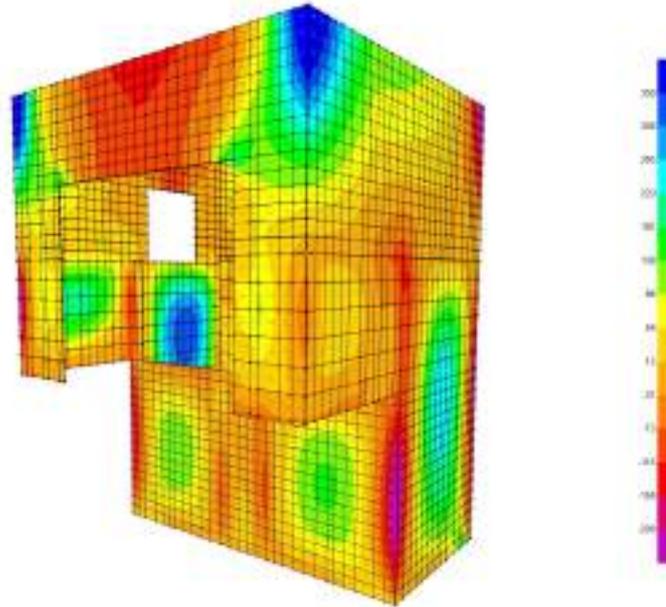
Setti perimetrali

Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLU - SLV

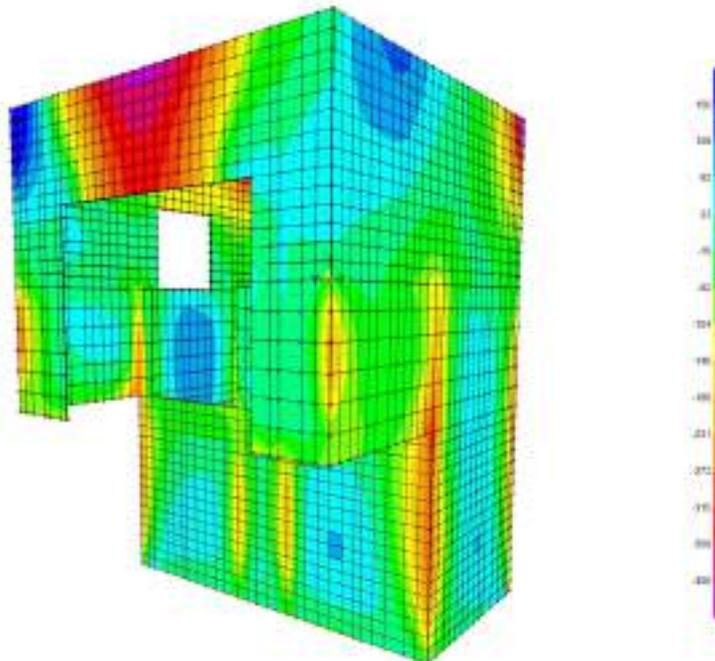
Si riportano di seguito gli involuipi delle mappe delle sollecitazioni per le combinazioni allo stato limite ultimo, sismiche e statiche, per gli elementi perimetrali.

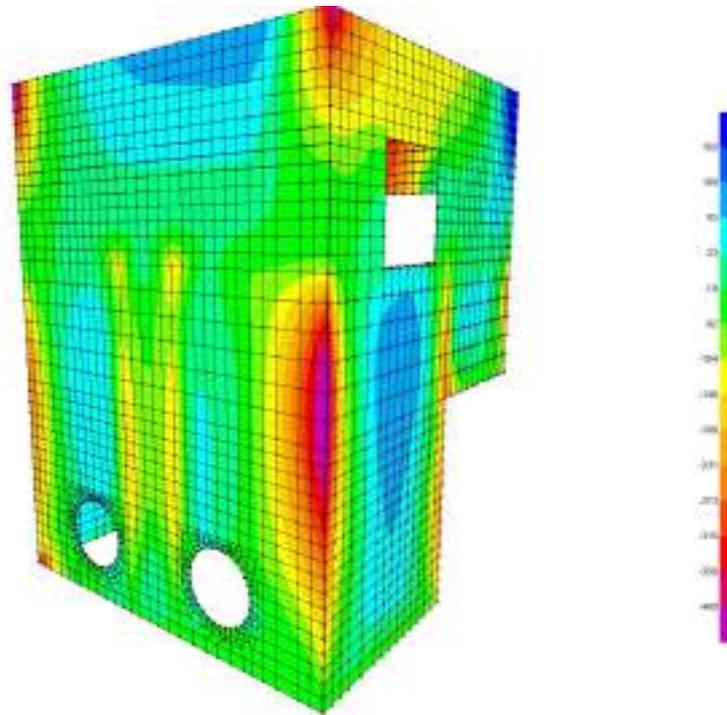
M11, max, SLV-SLU= 350



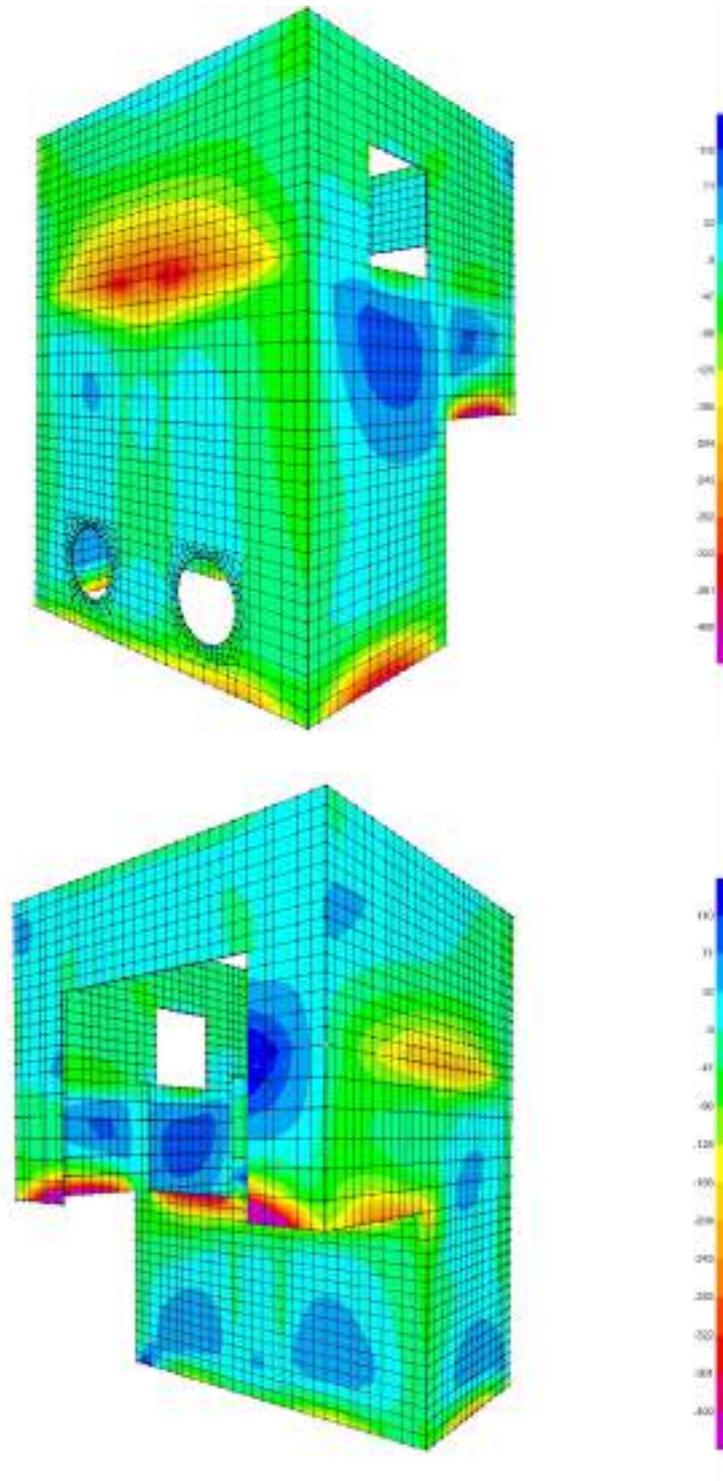


M11, min, SLV-SLU= -400

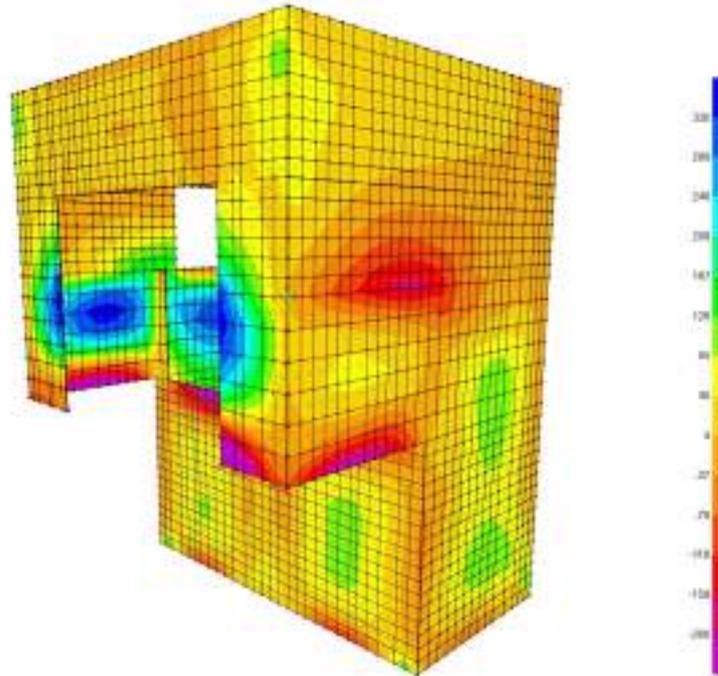


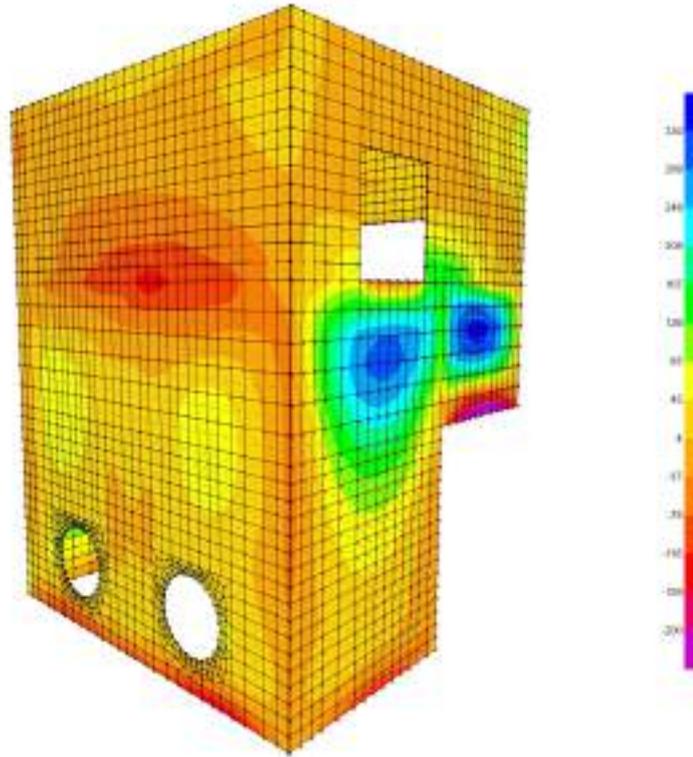


M22, min, SLV-SLU= -400



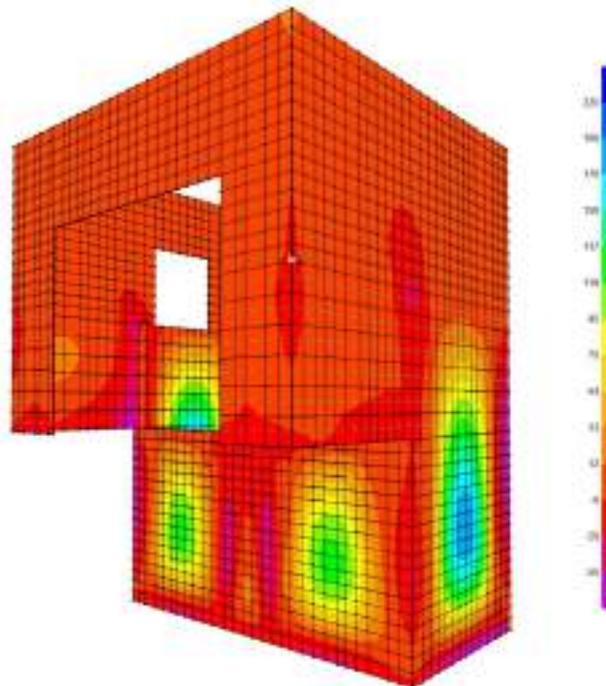
M22, max, SLV-SLU= +330

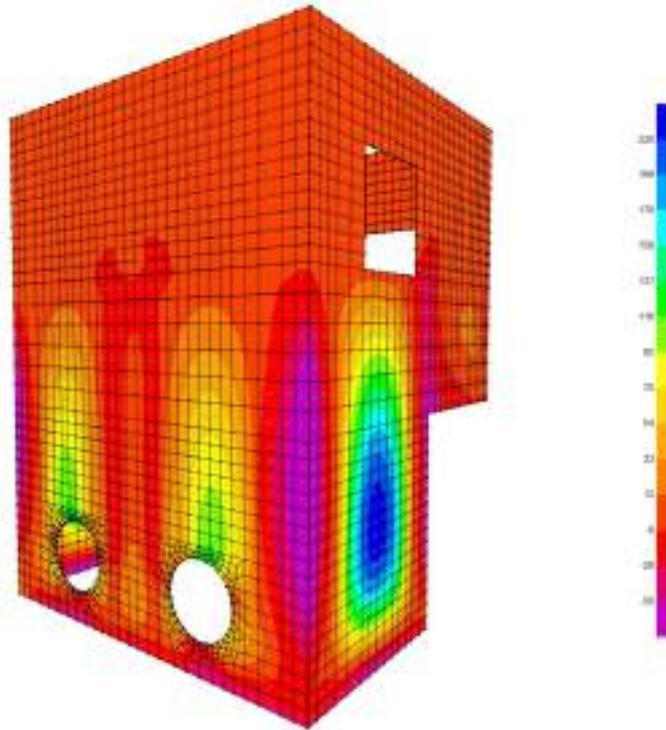




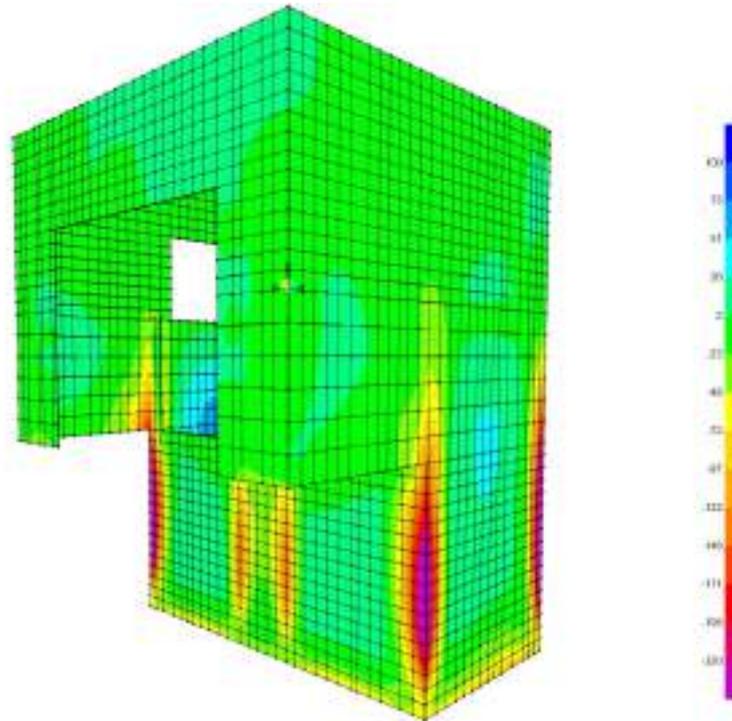
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLE - RARA

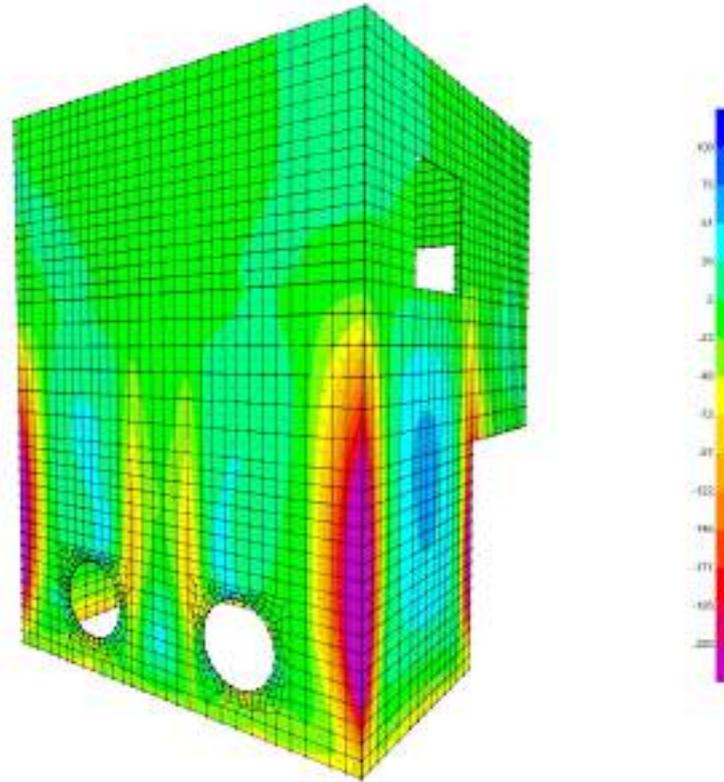
M11, max, RARA= +220



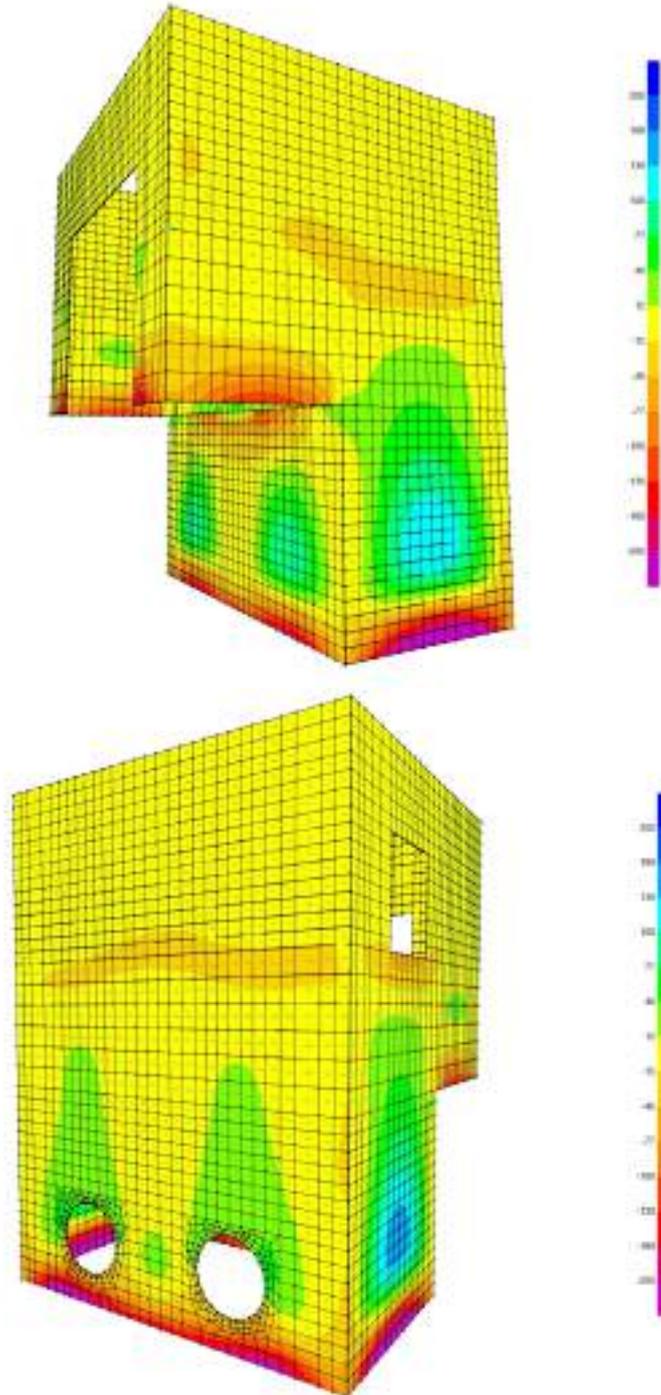


M11, min, RARA= -220

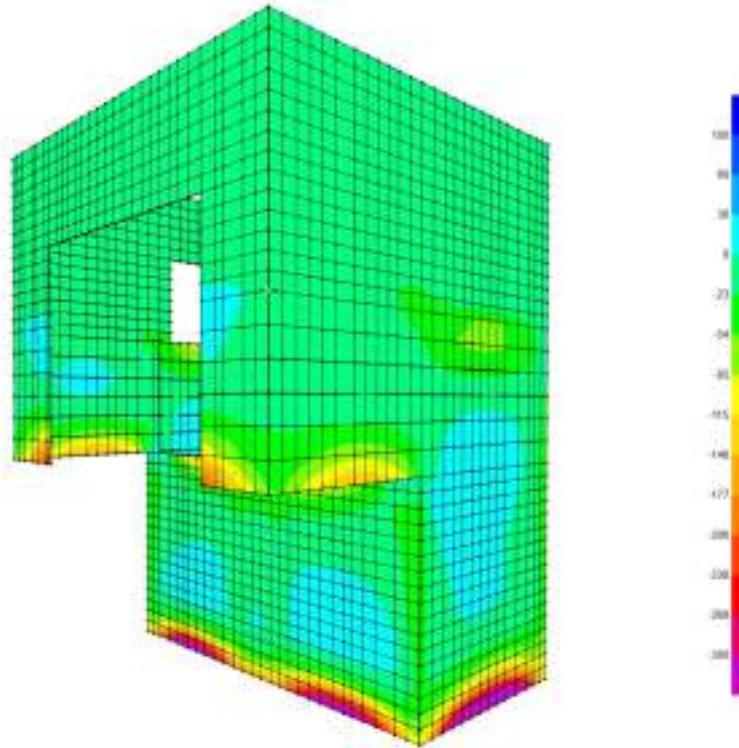


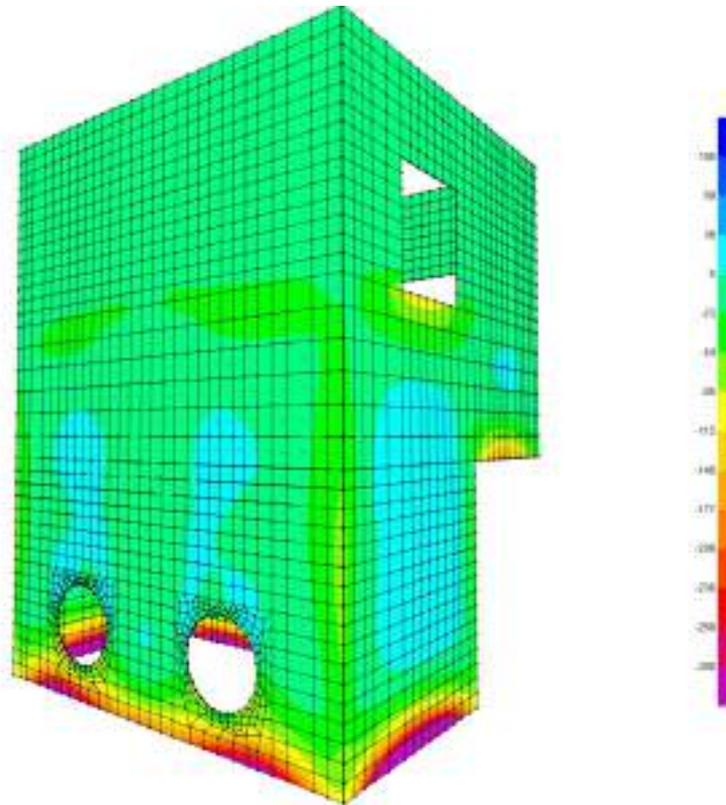


M22, max, RARA= 150



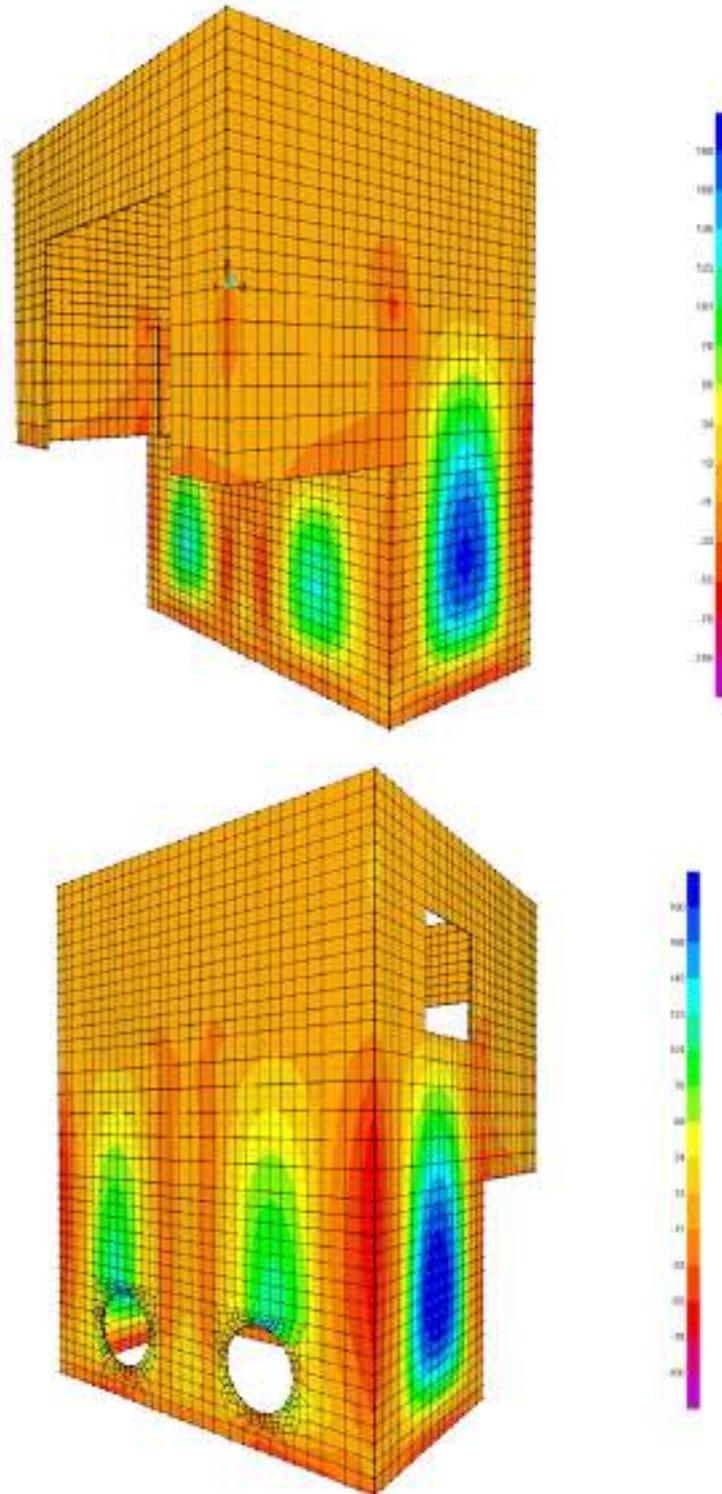
M22, min, RARA= -300



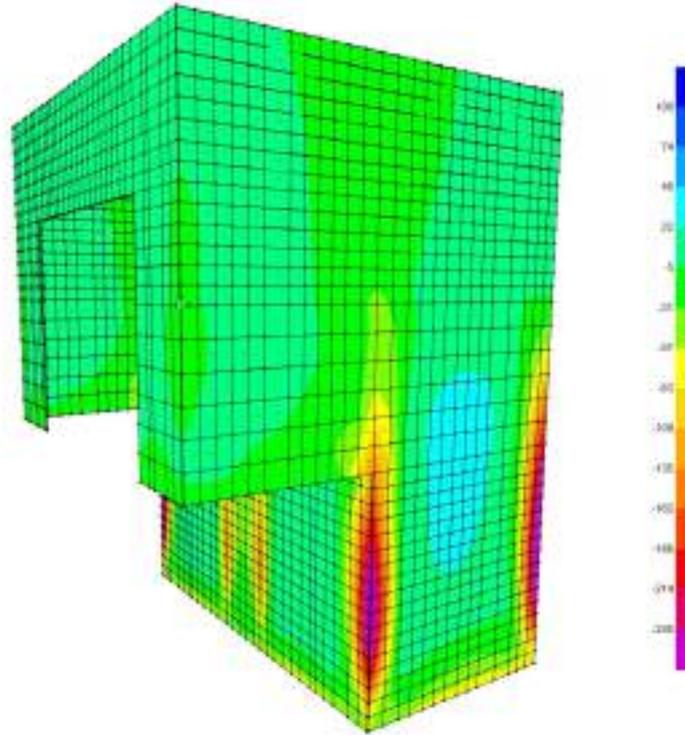


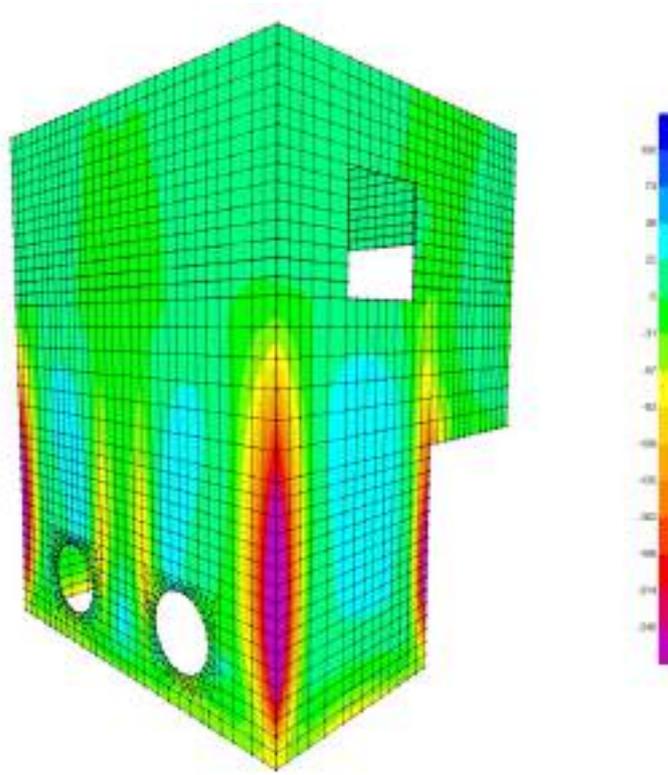
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLE - FREQUENTE

M11, max, Frequente= 190

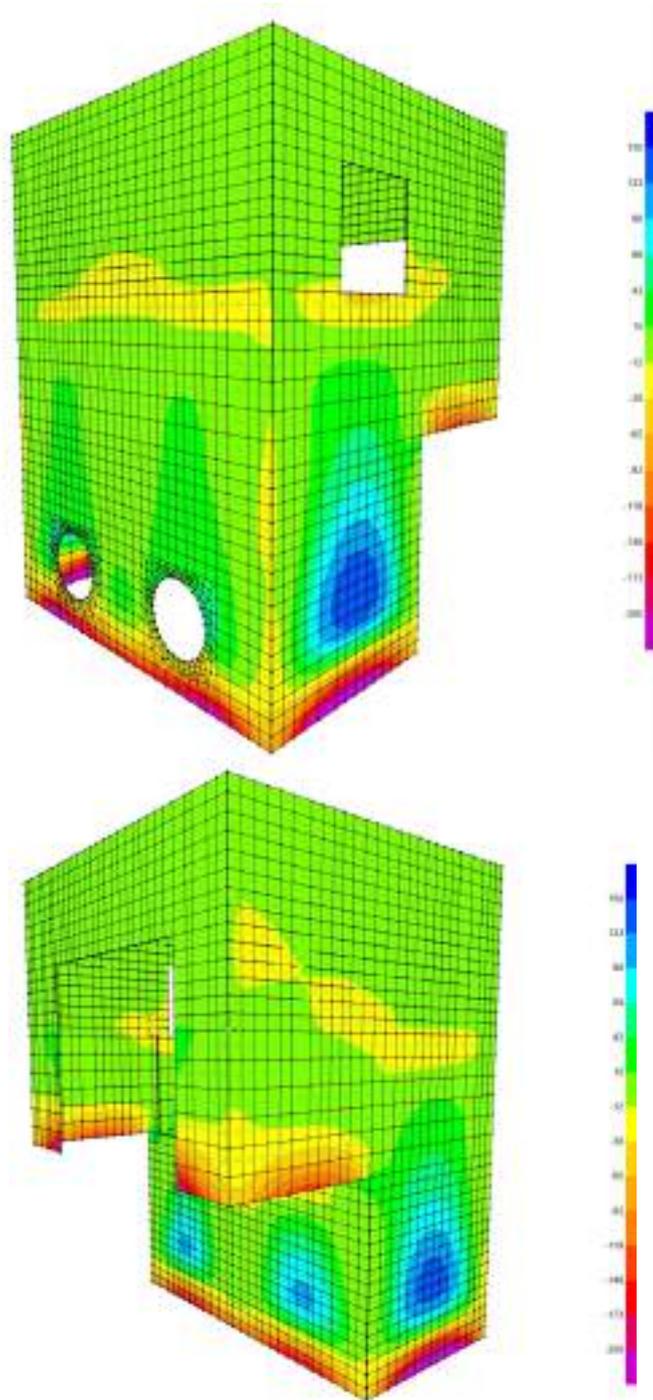


M11, min, Frequente=-220

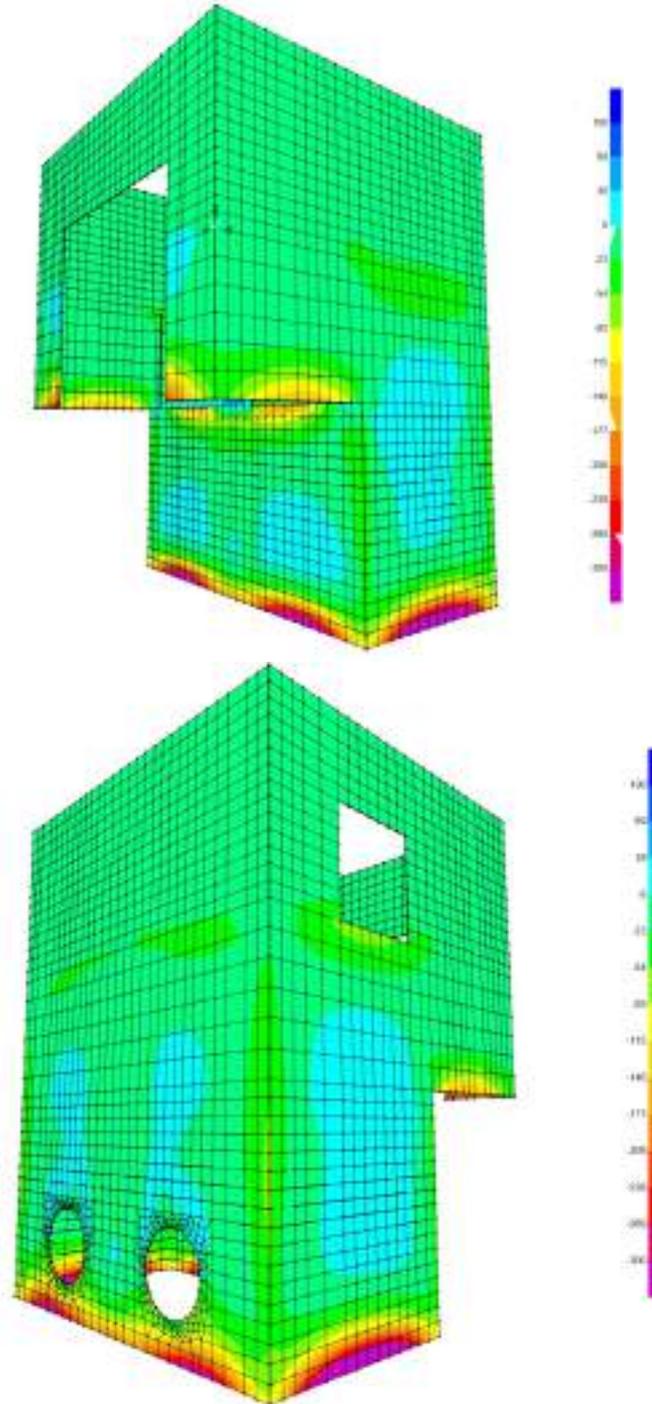




M22, max, Frequente= 150

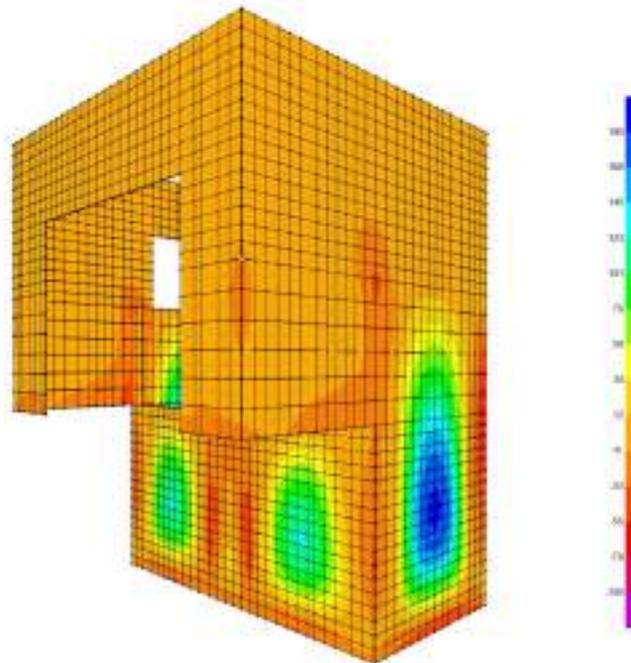


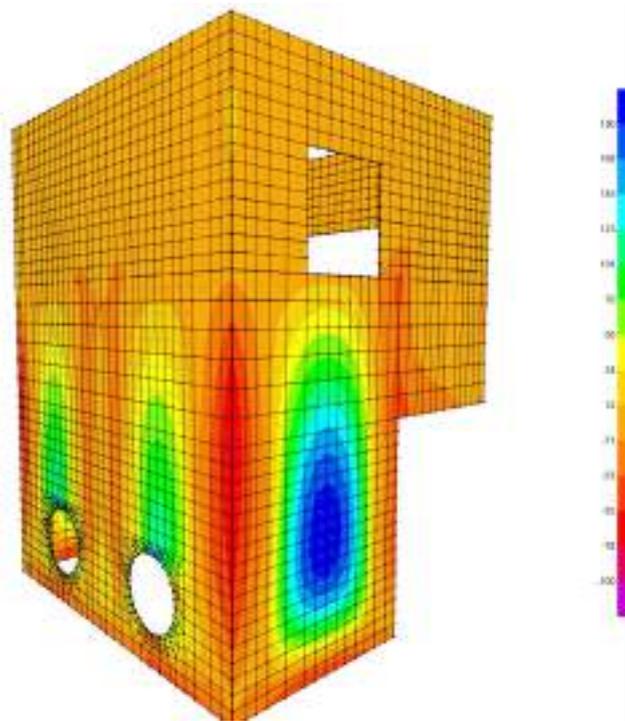
M22, min, Frequente= -300



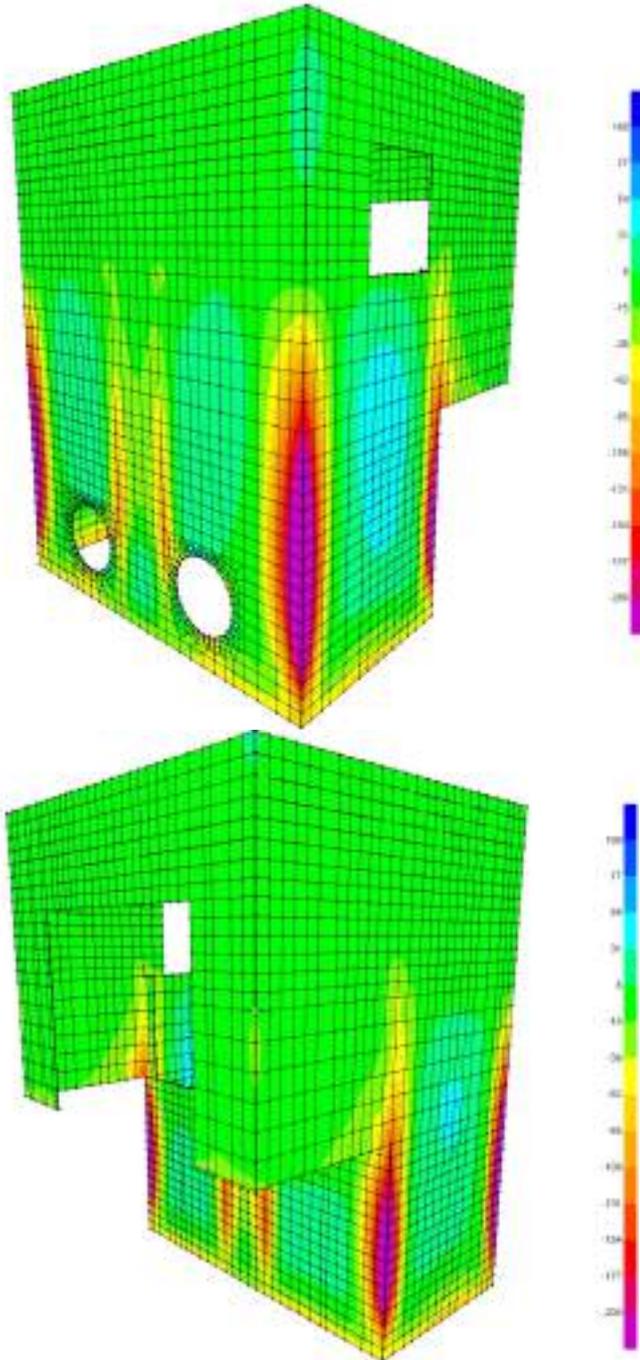
Setti perimetrali – Mappe sollecitazioni SLE – Quasi permanente

M11, max, Quasi permanene= 190

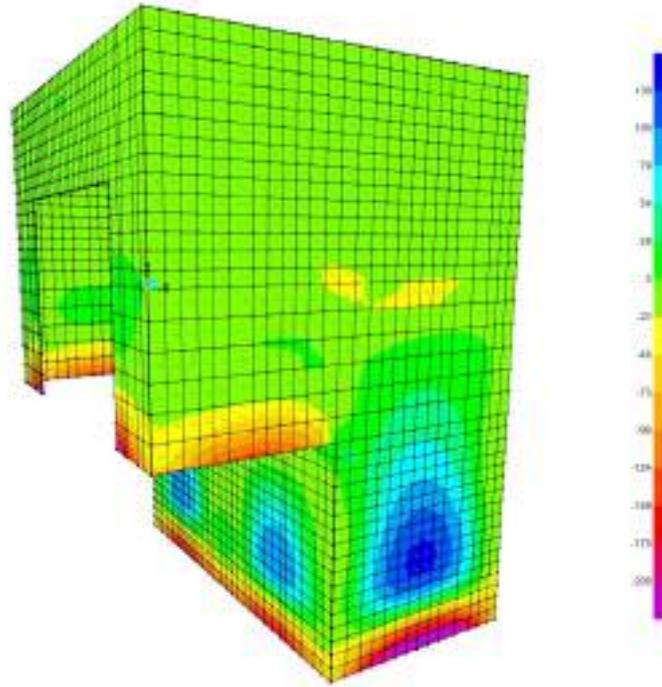


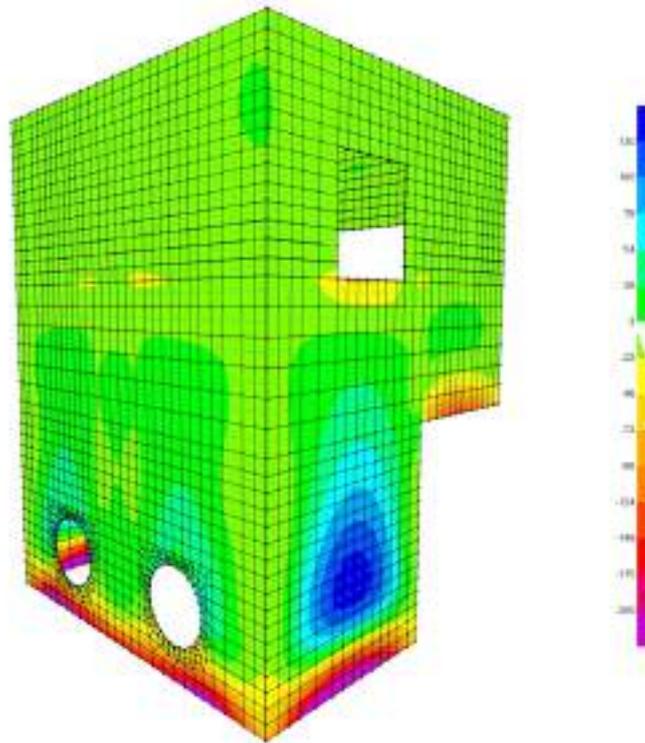


M11, min, Quasi permanente= -200

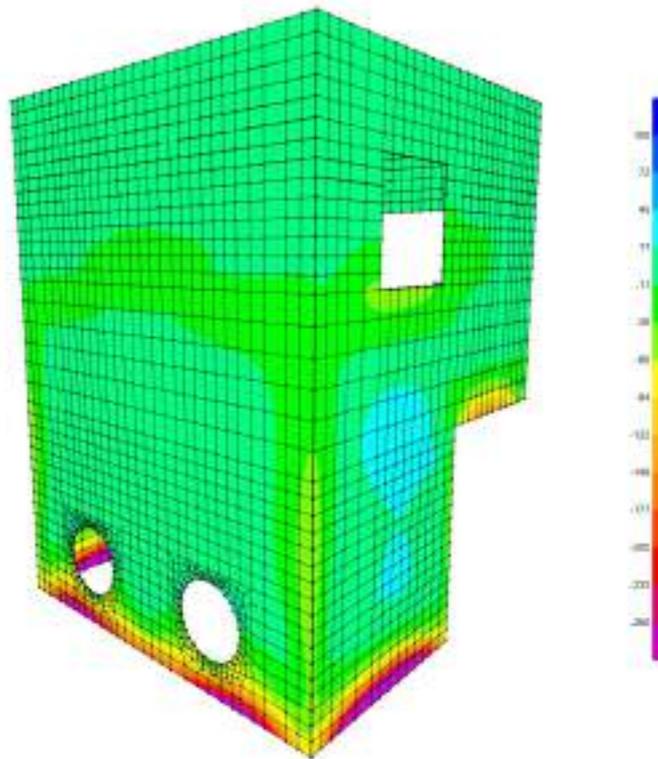
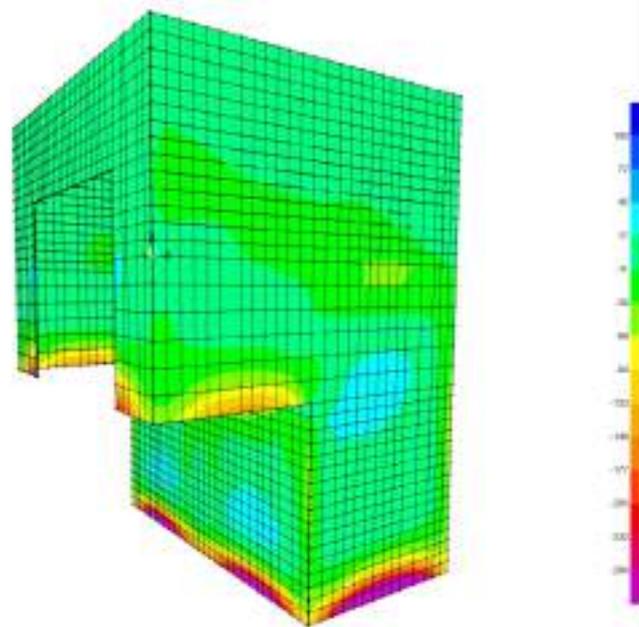


M22, max, Quasi permanente= 130





M22, min, Quasi permanente= -260

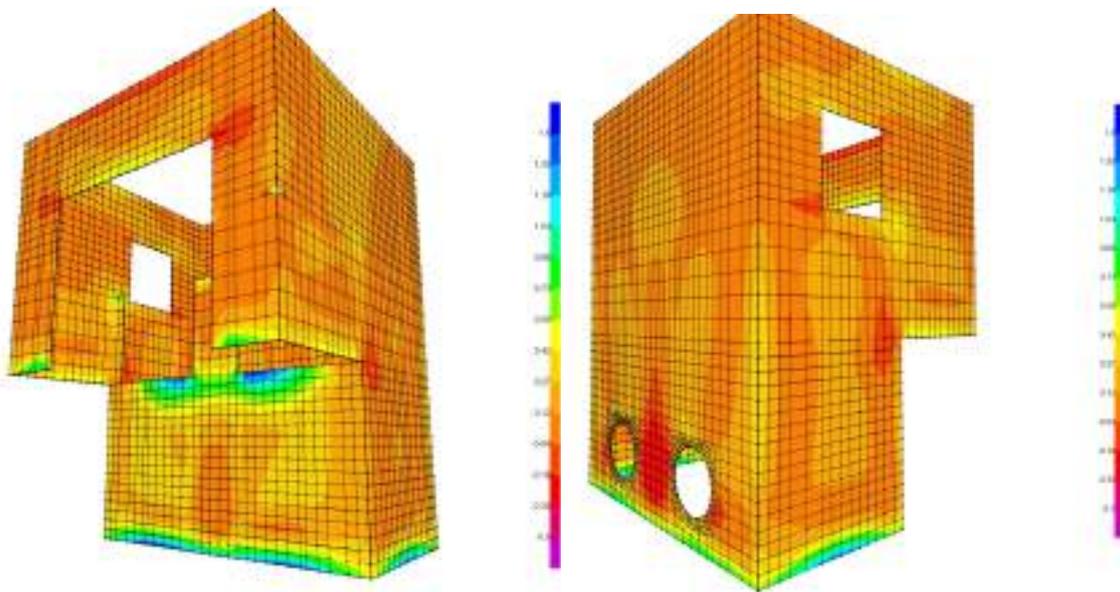


Tensioni di trazione in Combinazione Quasi Permanente

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

- $st=fctm/1.20=3.02/1.20=2.52$ MPa

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 1.50 MPa e quindi minore del valore limite:



Verifiche

I setti perimetrali sono armati con con 7f22 al lembo superiore e 7f22 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica momento verticale M22 (parte 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
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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	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):	4.0	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 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	0.00300.00 (592.07)	

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	400.00	-0.06	936.53	2.341	92.9	0.08	0.70	53.2 (16.2)

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)

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	2.62	100.0	0.00	78.6	-131.4	92.9	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	0.00072	0.00020	0.50	0.60	0.000394	(0.000394)	4530.179	(0.20) 592.07

Verifica momento orizzontale M11 (parte 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: 7Ø22 (26.6 cm²)
 Barre superiori: 7Ø22 (26.6 cm²)
 Coprif.Inf.(dal baric. barre): 9.3 cm
 Coprif.Sup.(dal baric. barre): 9.3 cm
 Coprif.Lat. (dal baric.barre): 4.0 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

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	220.00

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	0.00220.00 (583.20)	

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	400.00	-0.11	919.14	2.298	91.6	0.09	0.70	53.2 (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.)

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	2.04	100.0	0.00	78.6	-99.4	90.7	23.3	2325	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-0.00056	0.00015		0.50	0.600.000298	(0.000298)	6060.181	(0.20)	583.20

Verifica momento verticale M22 (parte 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: 7Ø22 (26.6 cm²)
 Barre superiori: 7Ø22 (26.6 cm²)
 Coprif.Inf.(dal baric. barre):7.1 cm
 Coprif.Sup.(dal baric. barre):7.1 cm
 Coprif.Lat. (dal baric.barre):4.0 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 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	0.00300.00	(387.37)

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	0.00260.00	(387.37)

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	
S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)	
1	S	0.00	400.00	0.05	728.33	1.821	72.9	0.10	0.70	53.2 (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	3.85	80.0	0.00	61.5	-169.5	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	0.00096	0.00029	0.50	0.60	0.000508	(0.000508)	4530.231	(0.30) 387.37

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	0.00083	0.00025	0.50	0.40	0.000441	(0.000441)	4530.200	(0.20) 387.37

Verifica momento orizzontale M11 (parte 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 f_{yk} : 450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura f_{tk} : 450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto f_{yd} : 391.3 MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} : 391.3 MPa
Deform. ultima di progetto E_{pu} : 0.068
Modulo Elastico E_f : 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 cm²)
Barre superiori: 7Ø22 (26.6 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):9.3 cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):9.3 cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):4.0 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	220.00

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	0.00220.00	(378.94)

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	0.00200.00	(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 [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	400.00	0.12	710.97	1.777	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. [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	3.06	80.0	0.00	61.5	-129.2	70.7	20.5	2049	26.6	13.6
---	---	------	------	------	------	--------	------	------	------	------	------

COMBINAZIONI FREQUENTI 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	3.06	80.0	0.00	61.5	-129.2	70.7	20.5	2049	26.6	13.6

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

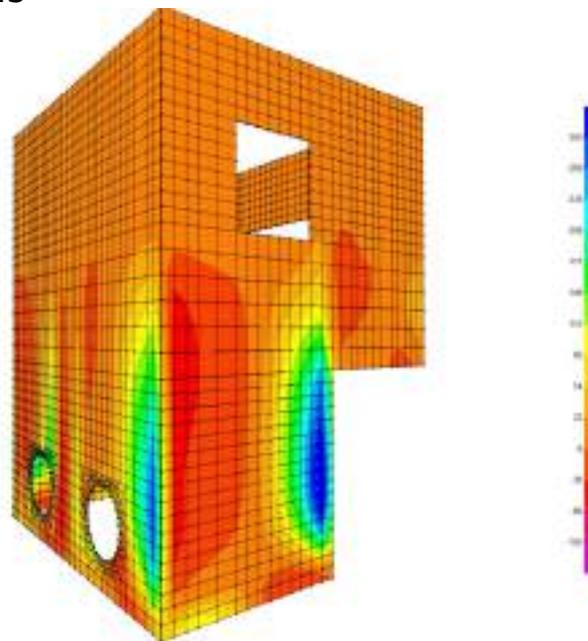
N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00076	0.00023	0.50	0.60	0.000388	(0.000388)	5670.220	(0.30) 378.94

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

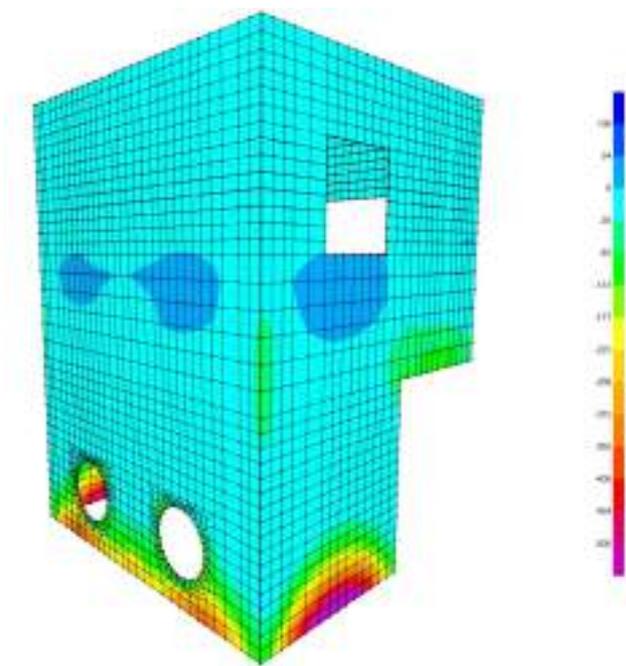
N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00069	0.00021	0.50	0.40	0.000352	(0.000352)	5670.200	(0.20) 378.94

Nei confronti delle azioni di taglio, si dispongono nelle zone a ridosso dei setti dove si hanno sollecitazioni maggiori, spilli f10/200x200. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

Taglio orizzontale V13



Taglio verticale V23



• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	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	$A_{sl,1} = 7 \text{ } \emptyset \text{ } 22$		$= 26.61 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 7 \text{ } \emptyset \text{ } 22$		$= 26.61 \text{ cm}^2$
$d = 929$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			53.22 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 500.0 \text{ kN}$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

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

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.351$

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.006 < 0.02$

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

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 430.3 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 325.8 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 430.3 \text{ kN}$ valore di calcolo

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

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile

$\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffè

Armatura a taglio (staffatura):

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

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw/s}) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 642.4 \text{ kN}$

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

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 3790.5 \text{ kN}$

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 642.4 > 500.0 \text{ kN}$ c.s. = 1.3

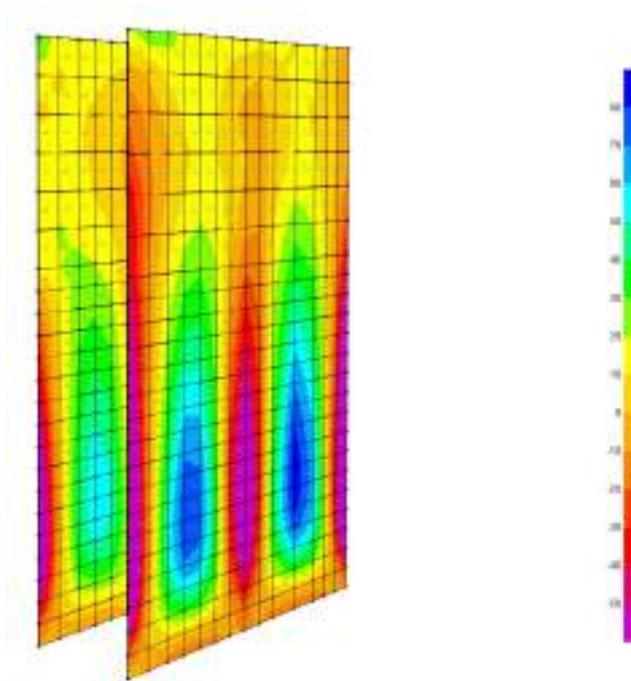
la sezione armata a taglio risulta verificata.

Setti interni vano pompe

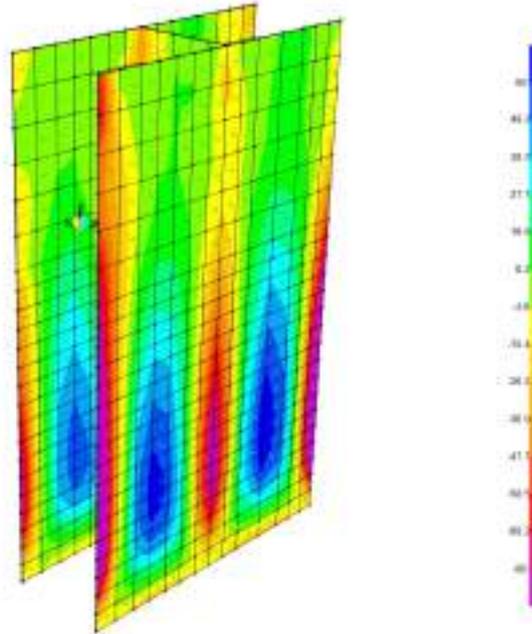
Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLU - SLV

Momento orizzontale

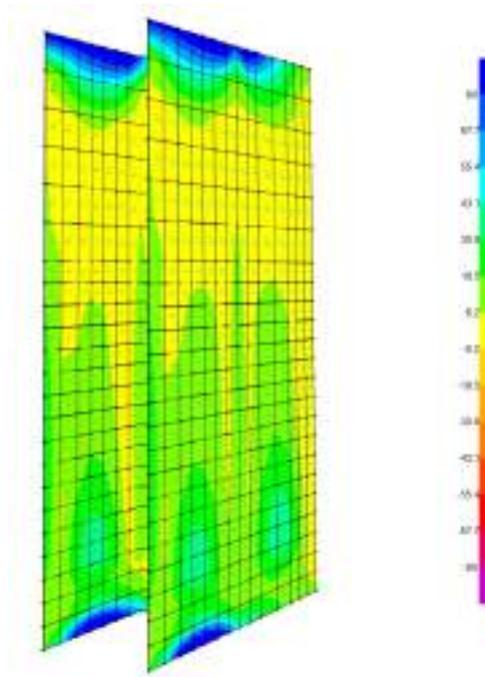
M11, max = 80



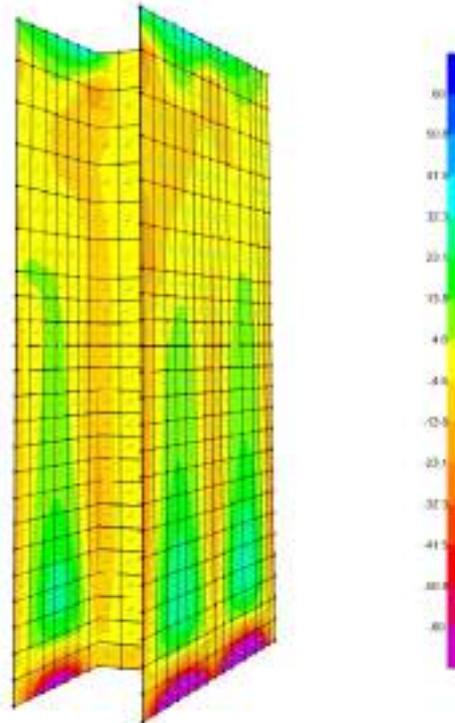
M11, min = -80



Momento verticale
M22, max= 80

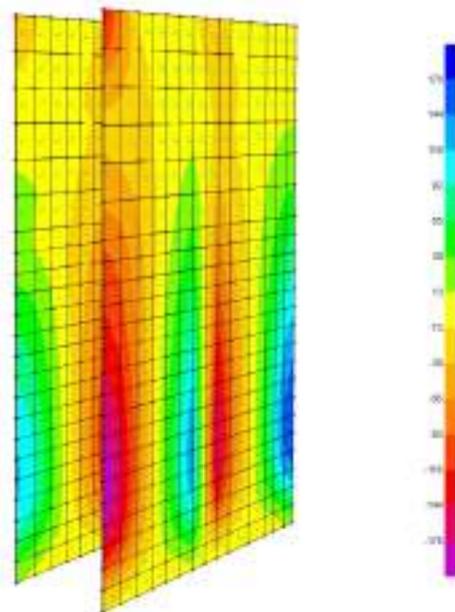


M22, min= -60

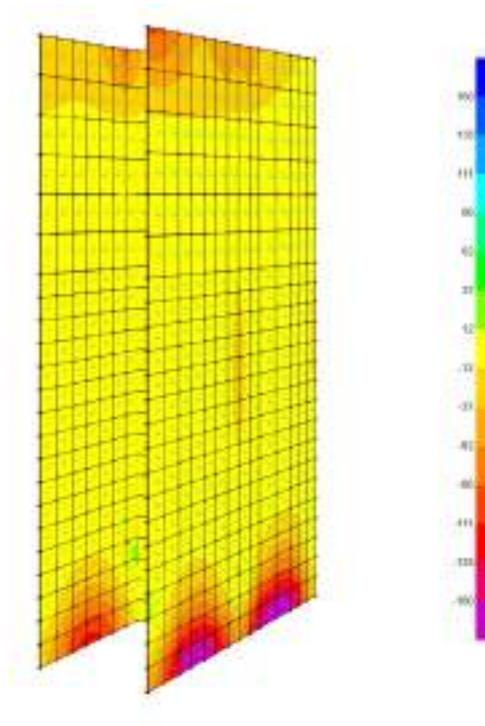


Taglio

V13 orizzontale = 170

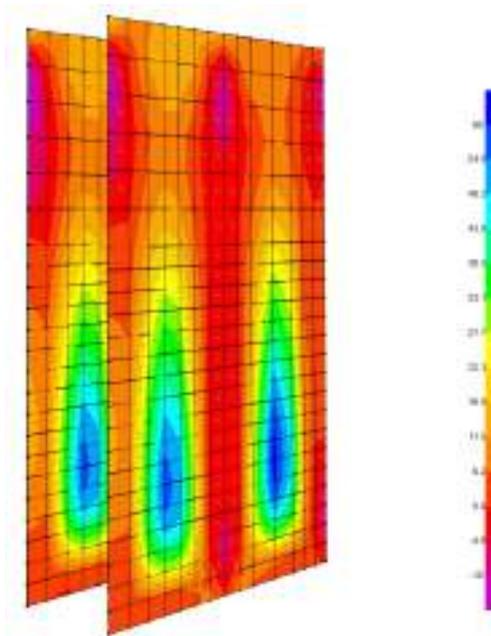


V23 verticale = 160

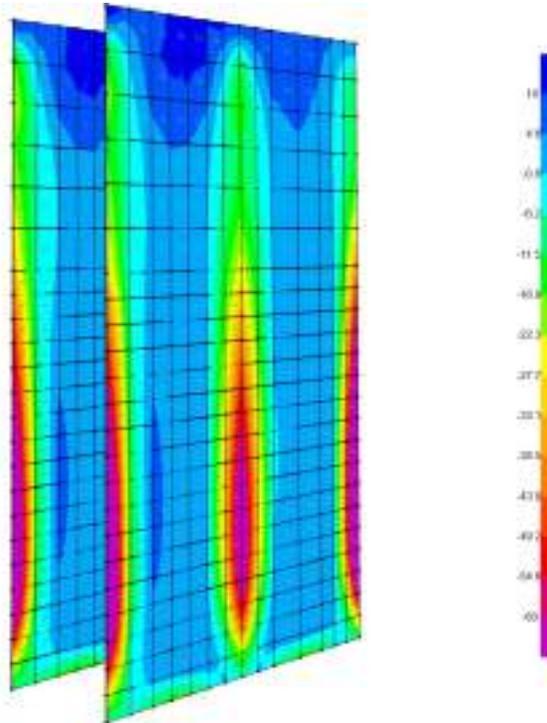


Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLE-RARA

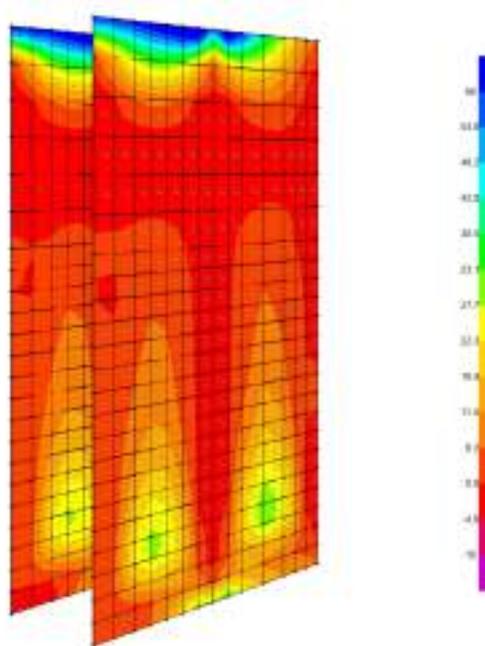
Momento orizzontale
M11, max= 60



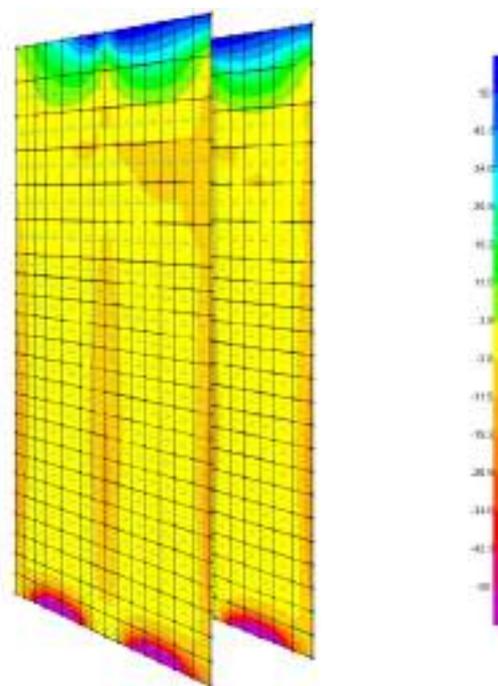
M11, min= -60



Momento verticale
M22, max= 60

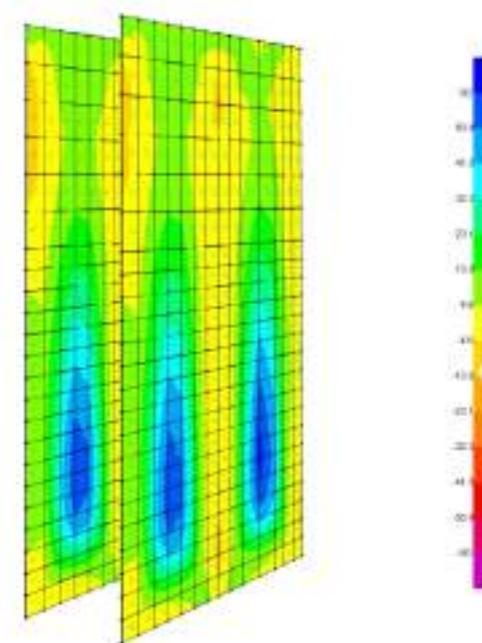


M22, min= -50

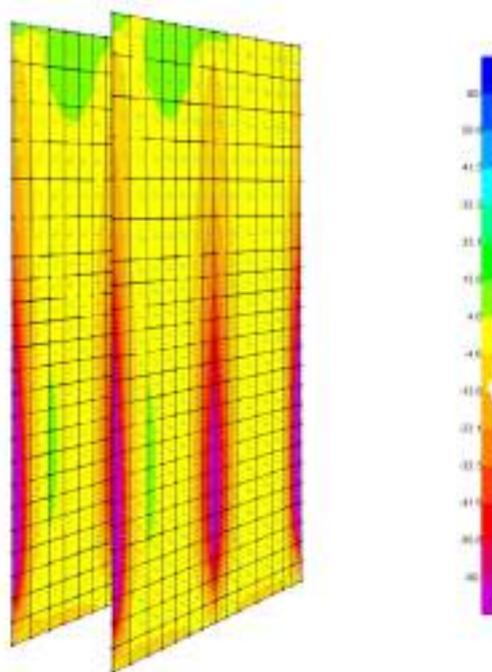


Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLE-FREQUENTE

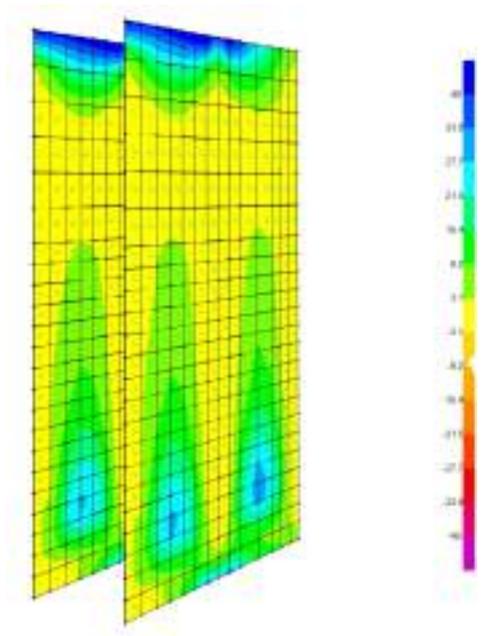
Momento orizzontale
M11, max= 60



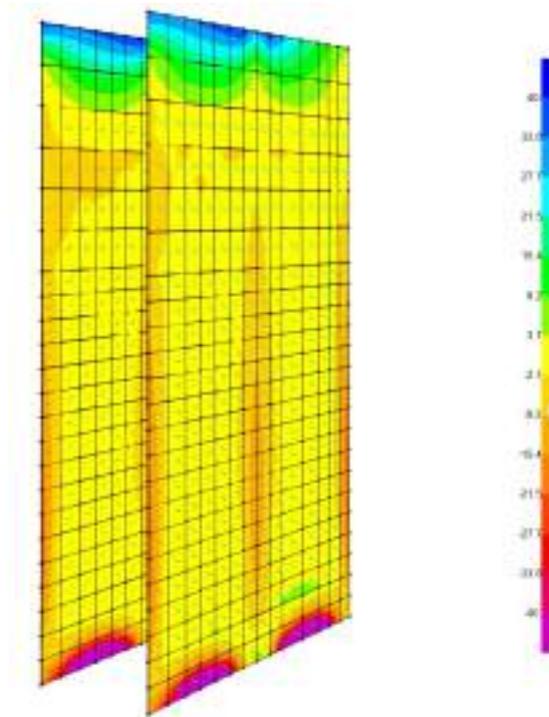
M11, min= -60



Momento verticale
M22, max= 40

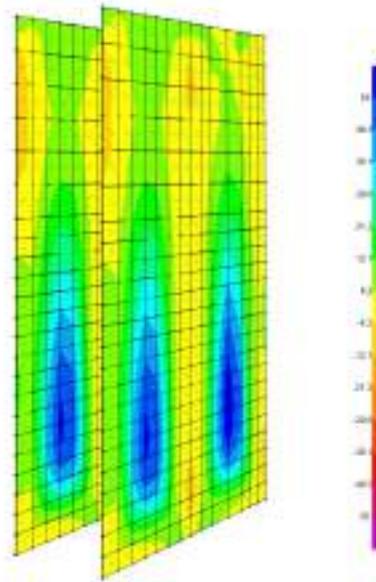


M22, min= -40

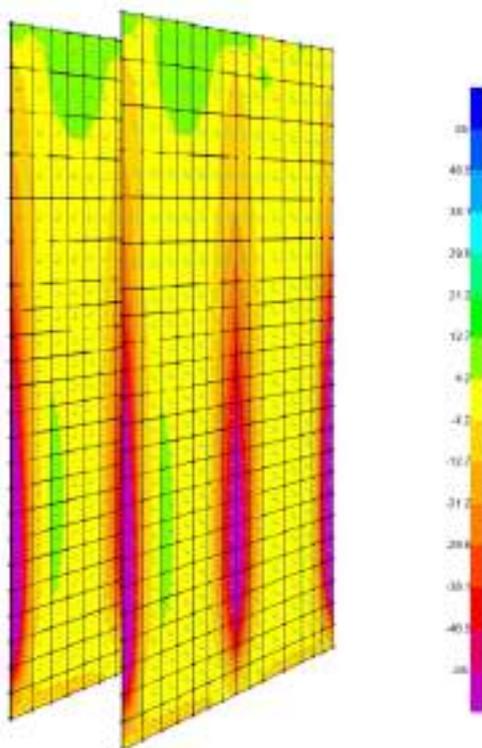


Setti interni vano pompe – Mappe sollecitazioni SLE-Quasi permanente

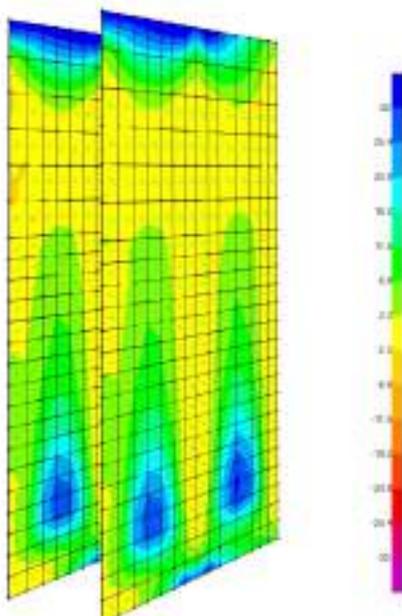
Momento orizzontale
M11, max= 55



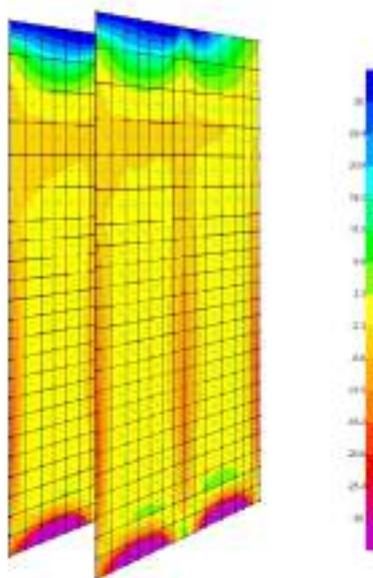
M11, min= -55



Momento verticale
M22, max= 30



M22, min= -30

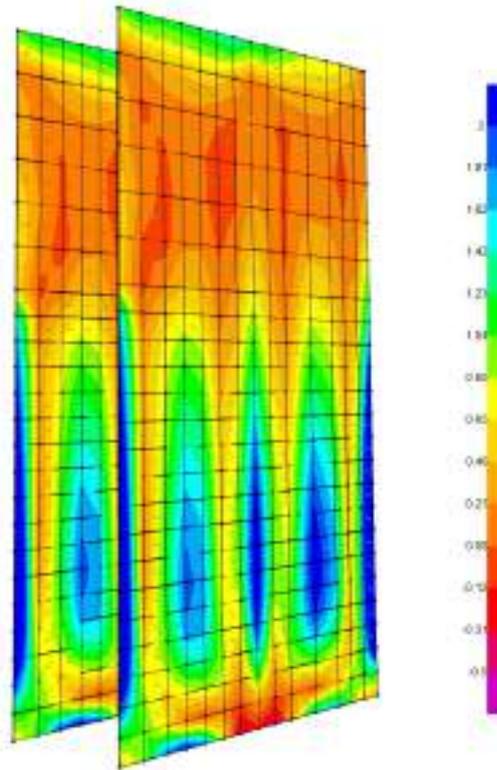


Tensioni di trazione in Combinazione Quasi Permanente

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

- $st=fctm/1.20=3.02/1.20=2.52$ MPa

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 2.00 MPa e quindi minore del valore limite:



Verifiche

I setti centrali del vano pompe e saracinesche, sono armati con con 7f20 al lembo superiore e 7f20 al lembo inferiore in direzione orizzontale, mentre sono armati con 5f20 al lembo superiore e 5f20 al lembo inferiore in direzione verticale. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica M11 (orizzontale)

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:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Barre superiori:	7Ø20	(22.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	9.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	9.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	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	80.00	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 fessurazione)	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

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx fessurazione)	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 (92.59)

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	80.00	-0.27	254.68	3.183	32.3	0.25	0.75	44.0 (5.4)

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 $5(c+\emptyset/2)$ 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	3.69	40.0	0.00	29.1	-101.7	31.0	9.7	969	22.0	13.7

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.00074	0.00028	0.50	0.60	0.000305	(0.000305)	4220.129	(0.20) 92.59

Verifica M22 (verticale)

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:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	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	80.00	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	60.00

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	40.00 (92.56)

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	80.00	0.13	198.77	2.485	34.2	0.18	0.70	31.4 (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	3.68	40.0	0.00	30.2	-130.4	33.0	10.1	1007	15.7	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	0.00057	0.00018	0.50	0.600	0.000261	(0.000261)	4220.110	(0.20) 92.56

Nei confronti delle azioni di taglio, la sezione risulta verificata senza disporre specifica armatura a taglio. Si dispongono comunque spilli f10/400x400. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 71$	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	$A_{sl,1} = 5$	$\emptyset 20$	$= 15.71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 5$	$\emptyset 20$	$= 15.71 \text{ cm}^2$
$d = 329$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			31.42 cm^2

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

$N_{ed} = 0.0 \text{ kN}$ $V_{ed} = 170.0 \text{ kN}$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.780 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.470$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.010 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 219.7 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 154.7 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 219.7 \text{ kN}$ valore di calcolo

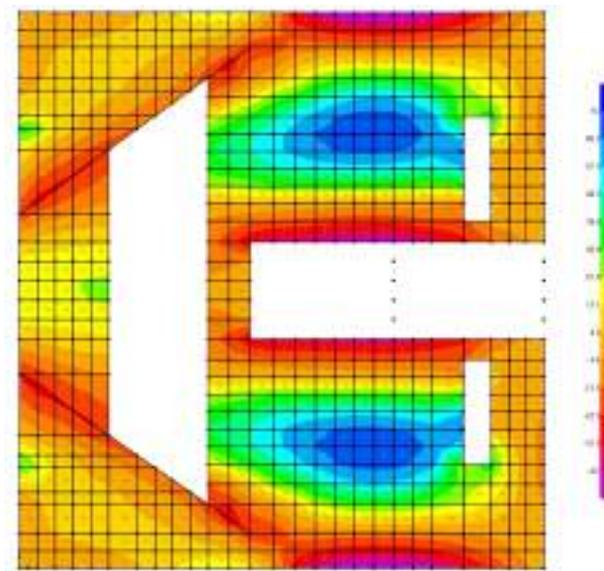
la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Solaio quota piano campagna

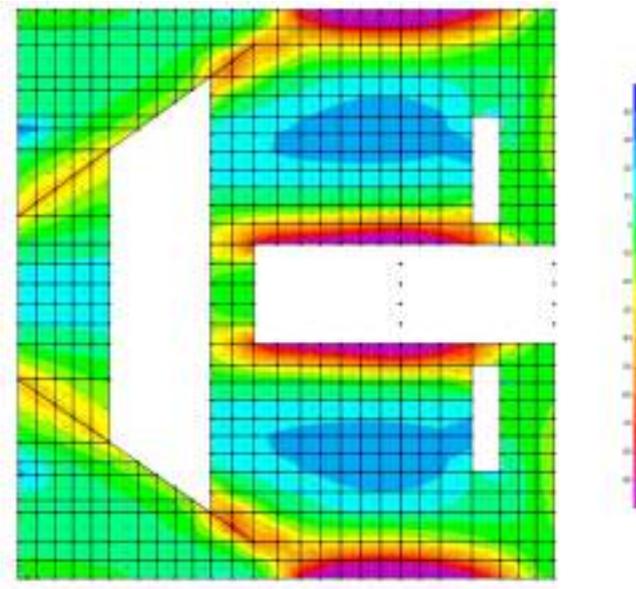
Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLU - SLV

Momento verticale

M22, max= 75

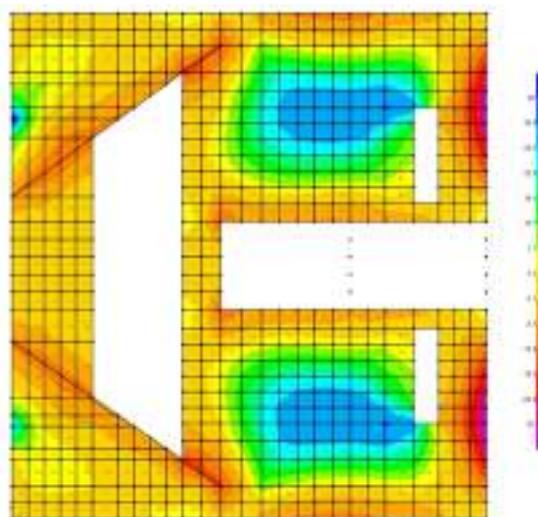


M22, min= -90

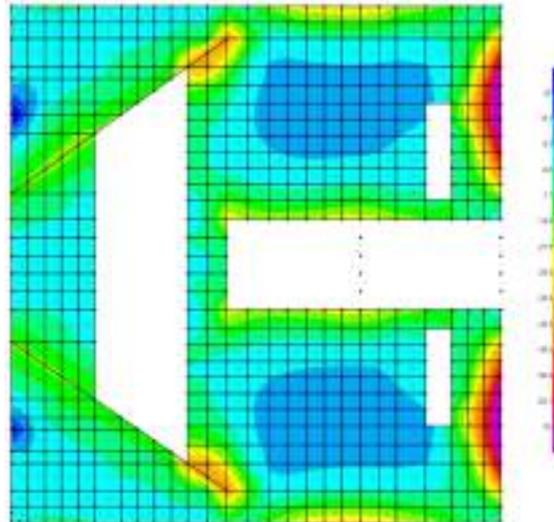


Momento orizzontale

M11, max= 40

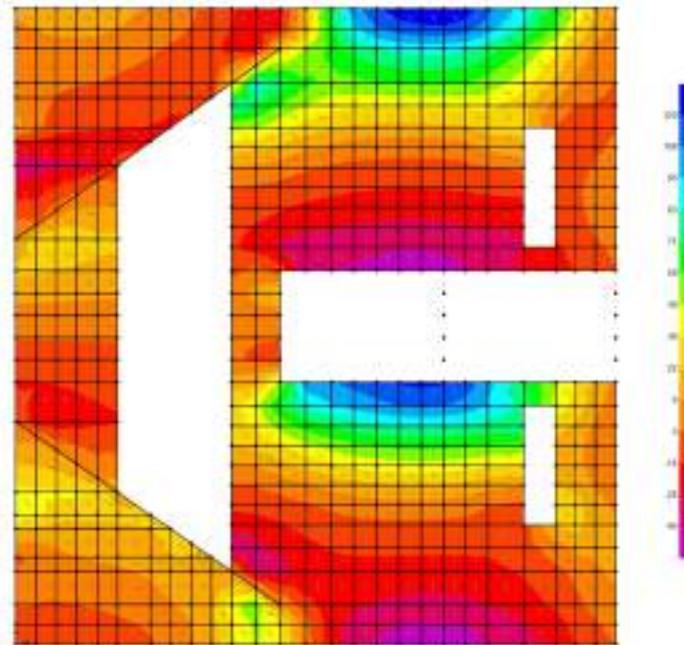


M11, min= -70



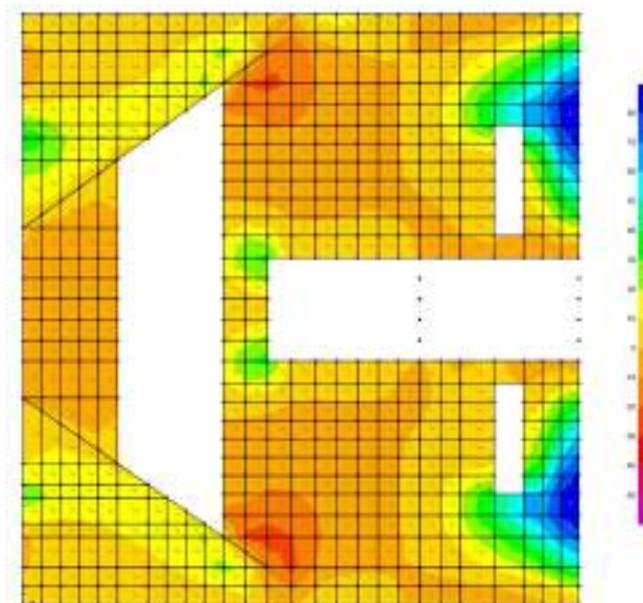
Taglio verticale

V23= 120



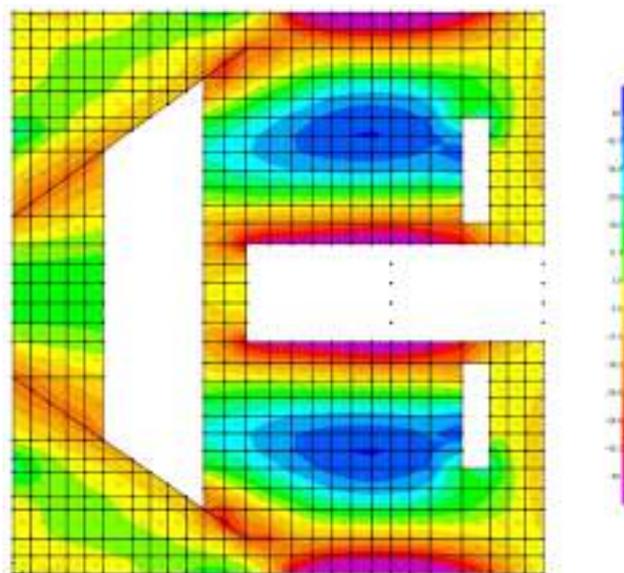
Taglio orizzontale

V13= 80

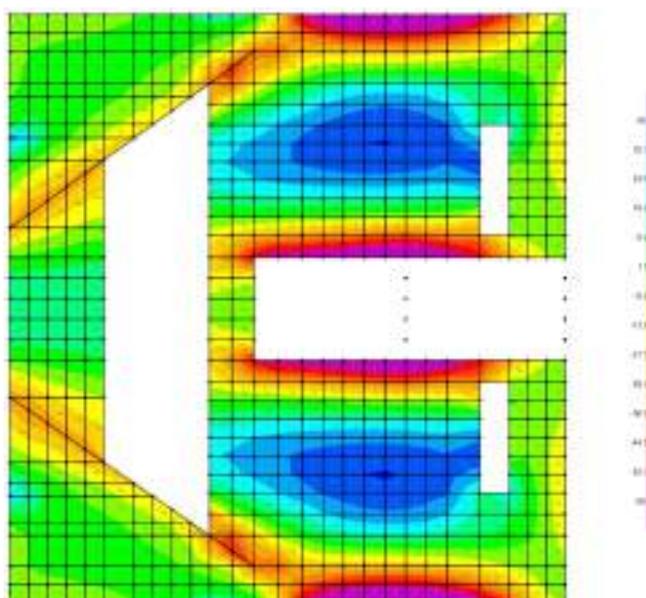


Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLE - RARA

M22, max= 50

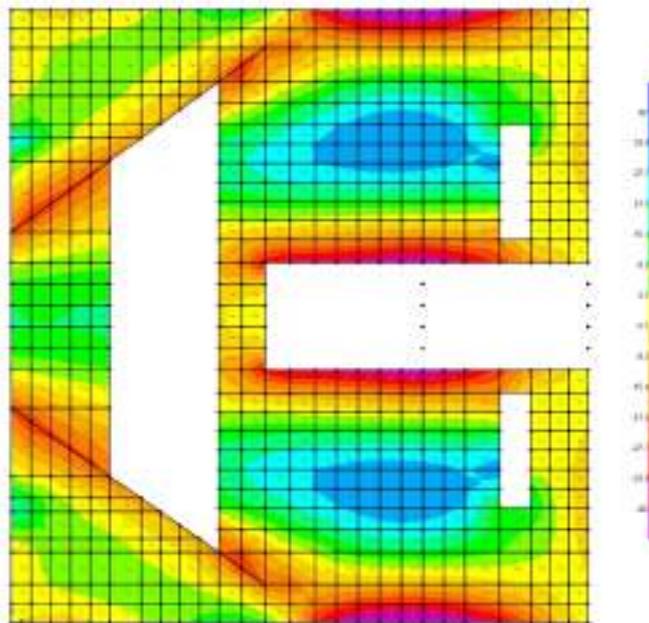


M22, min= -60

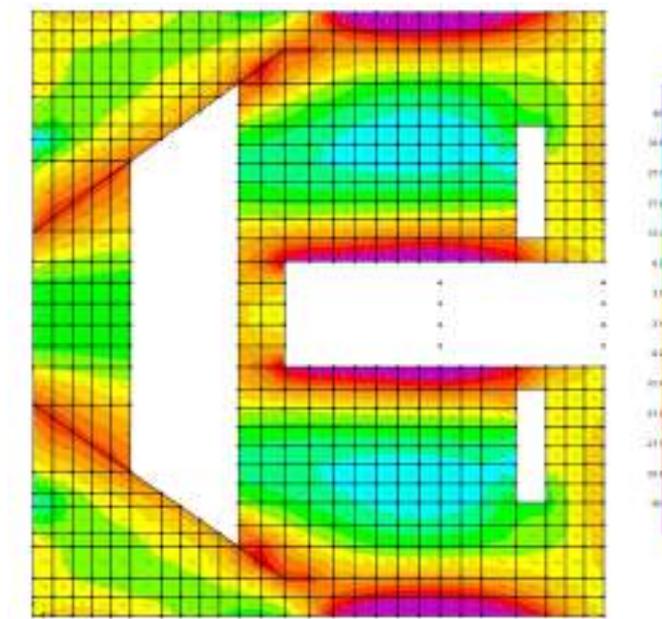


Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLE - Frequente

M22, max= 40

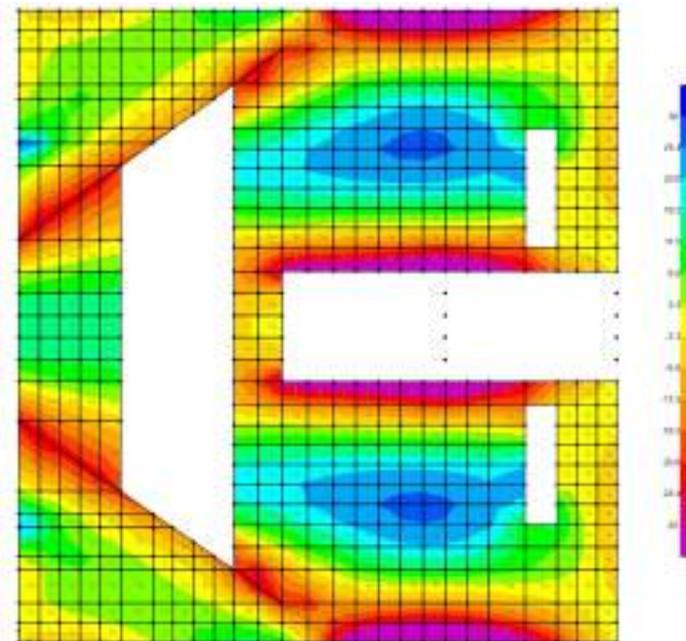


M22, min= -40

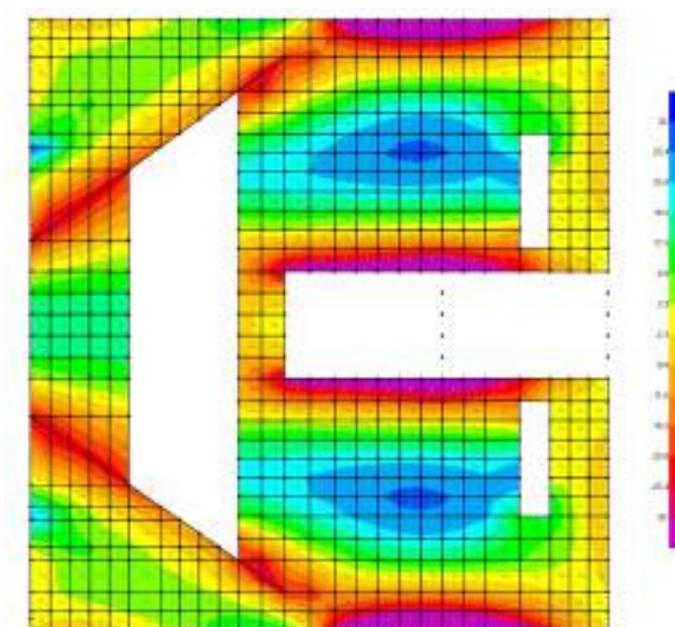


**Solaio quota piano campagna – Mappe sollecitazioni SLE – Quasi
permanente**

M22, max= 30



M22, min= -30



Verifiche

Il solaio a quota piano campagna è armato con 5f20 al lembo superiore e 5f20 al lembo inferiore in entrambe le direzioni. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica M22 (verticale)

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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	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	60.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
---	---

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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 (51.37)

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	30.00 (51.37)

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	90.00	-0.22	137.27	1.525	24.2	0.25	0.75	31.4 (4.0)

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	6.89	30.0	0.00	21.9	-191.0	23.0	7.3	731	15.7	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-0.00094	0.00034		0.50	0.60	0.000382 (0.000382)	3620.138	(0.30)	51.37

**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-0.00070	0.00026		0.50	0.40	0.000287 (0.000287)	3620.104	(0.20)	51.37

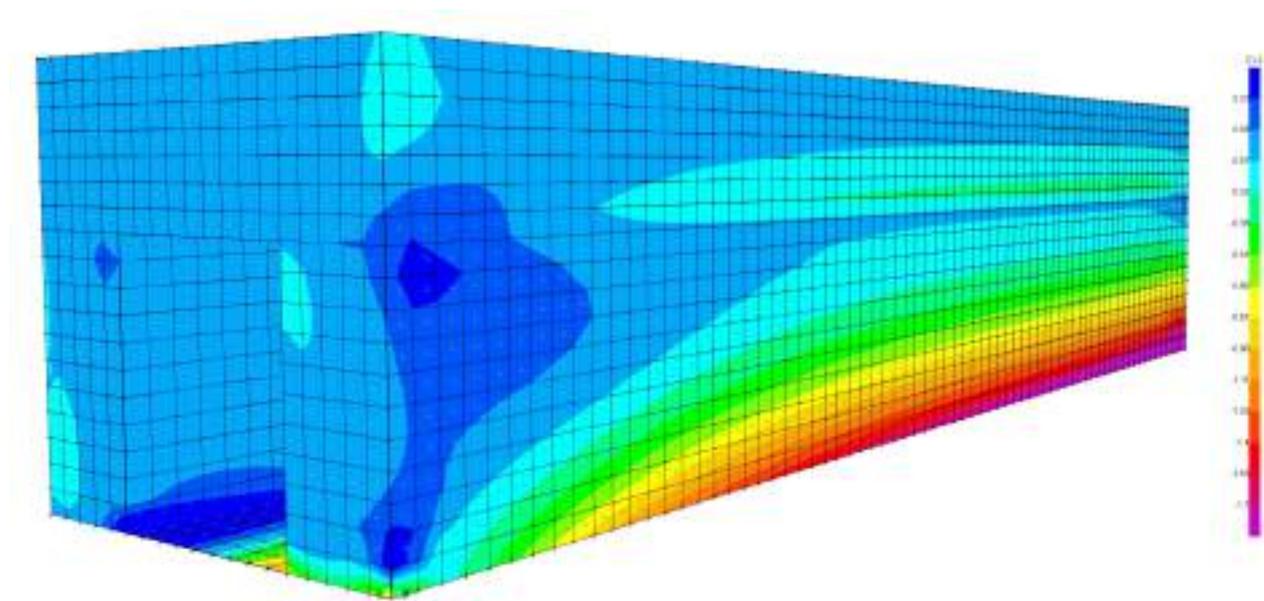
Nei confronti delle azioni di taglio, la sezione risulta verificata senza disporre specifica armatura a taglio. Si dispongono comunque spilli f10/400x400. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

Setti perimetrali CANALE

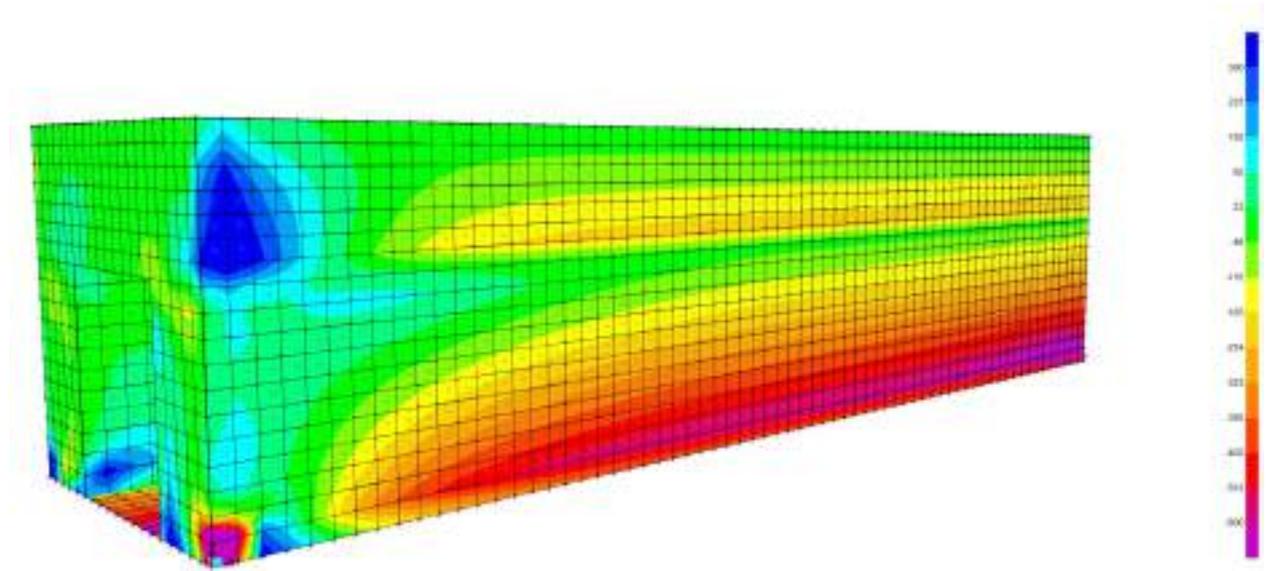
Setti perimetrali CANALE– SLU ed SLV

Si riportano di seguito le mappe delle sollecitazioni per il canale di collegamento tra il pozzo e la galleria Ponzano.

Momento verticale M22, min= -1700

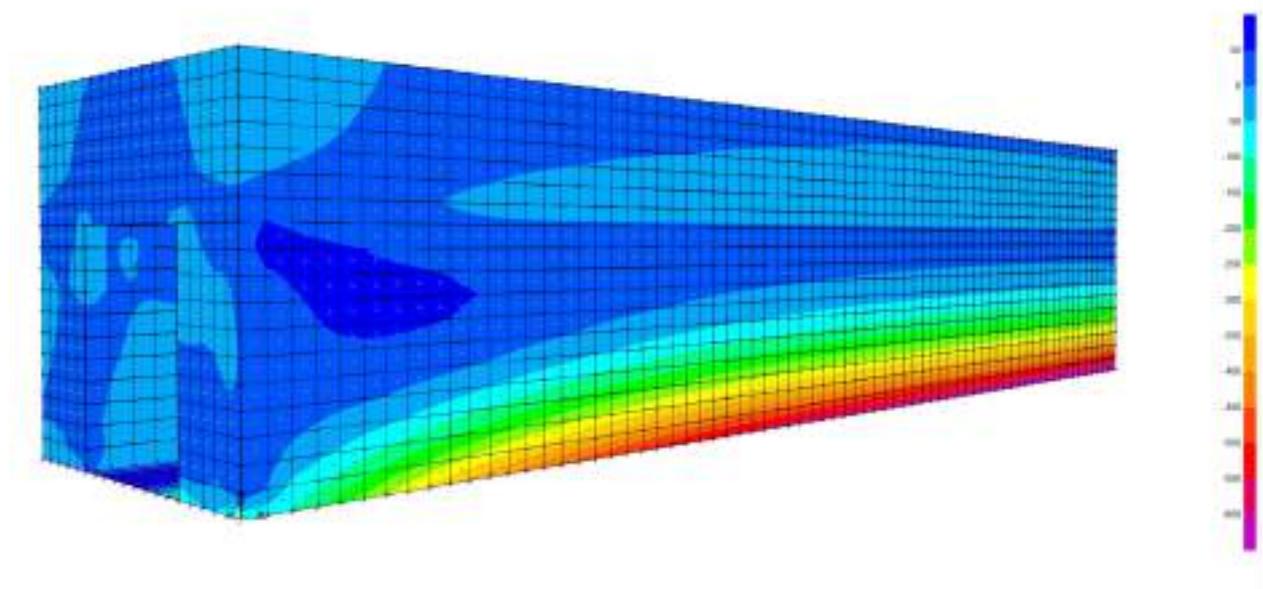


Taglio verticale V23= -600



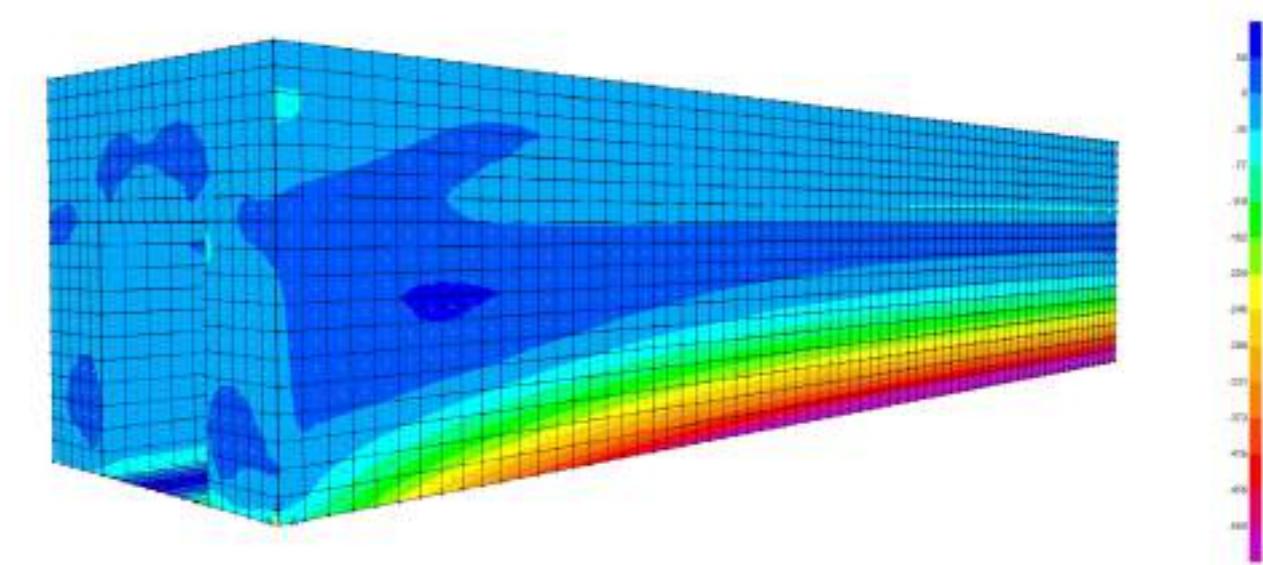
Setti perimetrali – SLE - RARA

Momento verticale M22, min= -600



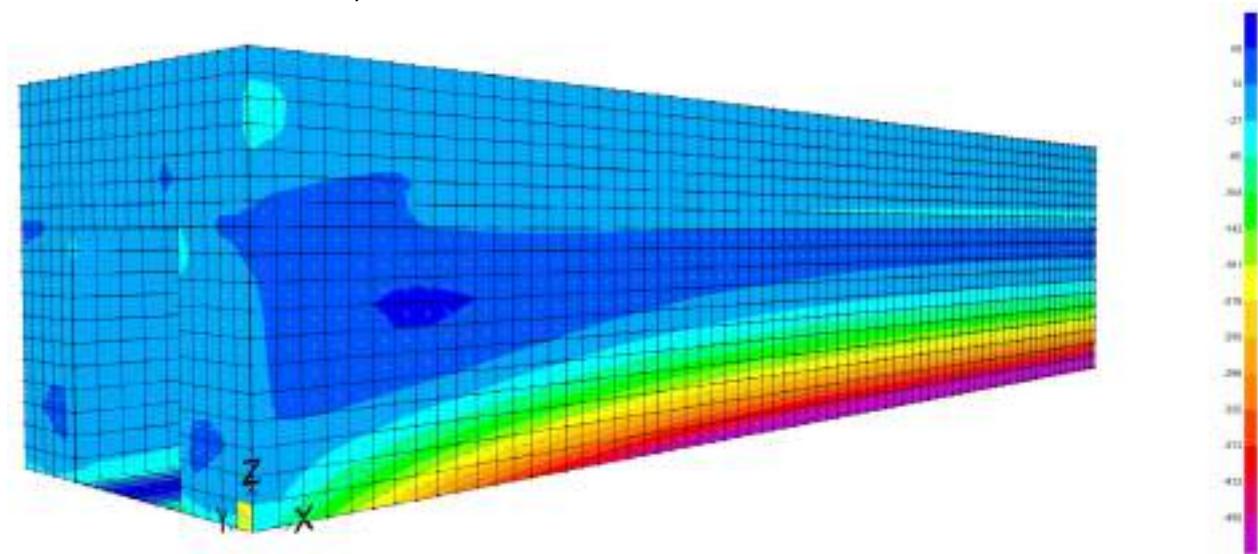
Setti perimetrali – SLE - FREQUENTE

Momento verticale M22, min= -500



Setti perimetrali – SLE – Quasi Permanente

Momento verticale M22, min= -450



Verifiche

La sezione più sollecitata in corrispondenza dell’attacco con la fondazione richiede un’armatura pari a 10f26. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica M22 (verticale)

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:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø26	(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):	4.0	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	1700.00	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	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	0.00500.00	(678.74)

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	0.00450.00	(678.74)

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	1700.00	-0.09	1821.08	1.071	90.9	0.10	0.70	53.1 (16.2)

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 3.69 100.0 0.00 73.0 -134.2 92.7 18.3 1825 53.1 9.5

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

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00062	0.00023	0.50	0.600.000336	(0.000336)	3560.119	(0.30)	678.74

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

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00056	0.00021	0.50	0.400.000302	(0.000302)	3560.107	(0.20)	678.74

Nei confronti delle azioni di taglio, all’attacco con la fondazione, è necessario disporre specifica armatura a taglio. Si dispongono spilli f10/200x200. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 73$	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	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset 26$		$= 53.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 927$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$		$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			53.09 cm^2

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

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

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.464 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.351$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.006 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 429.5 \text{ kN};$ (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 325.3 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 429.5 \text{ kN}$ valore di calcolo

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0^\circ$ inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0^\circ$ inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

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

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 641.1 \text{ kN}$

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

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 3782.3 \text{ kN}$

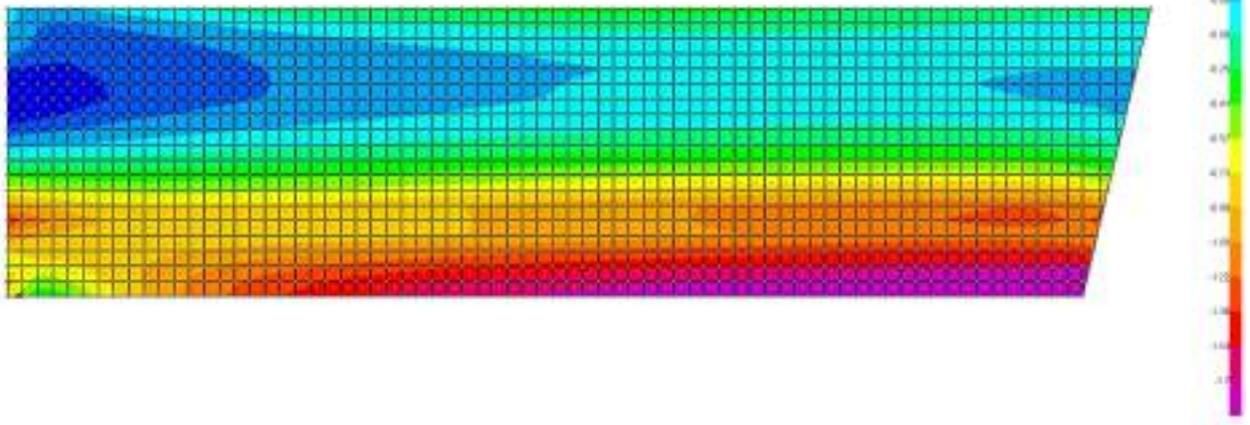
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 641.1 > 600.0 \text{ kN}$ c.s. = 1.1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

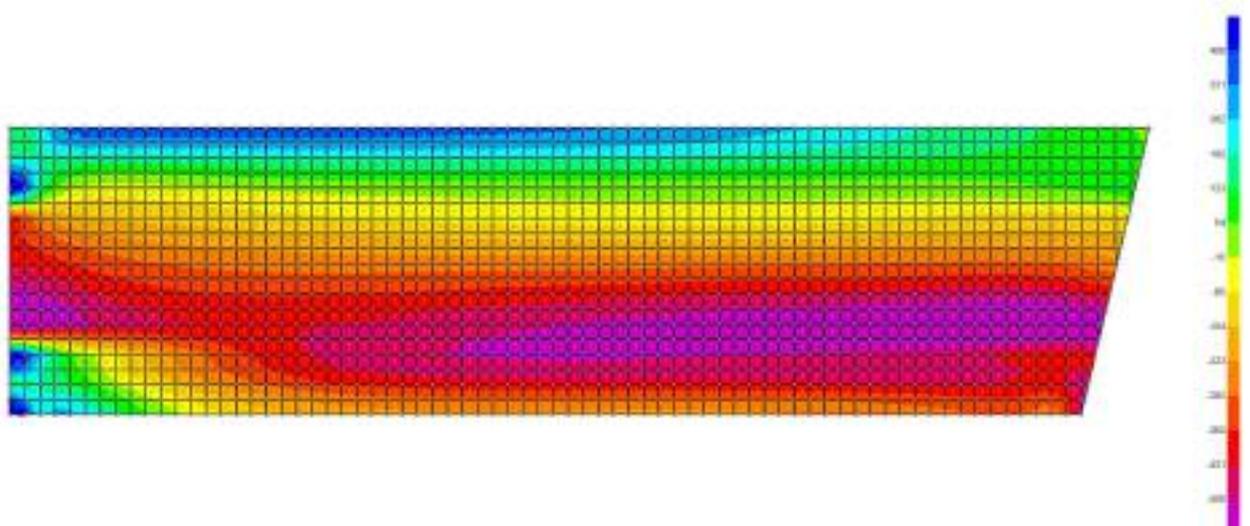
Fondazione

Fondazione – SLU ed SLV

Momento verticale M22= -1700

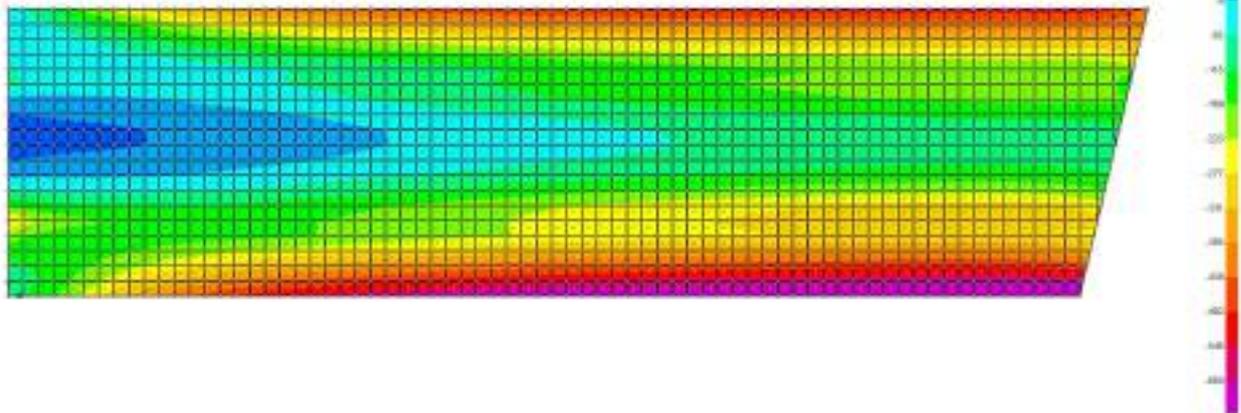


Taglio verticale V23= -500



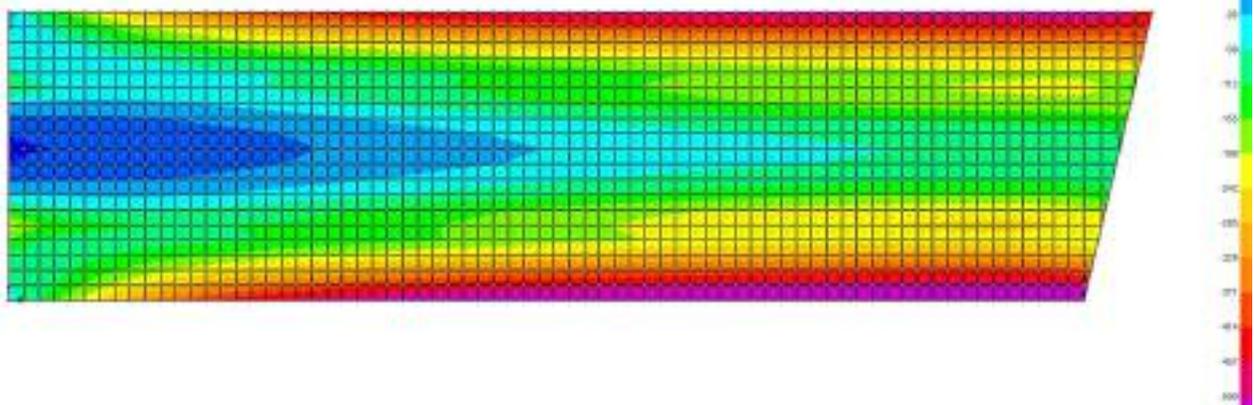
Fondazione – SLE - RARA

Momento verticale M22= -600



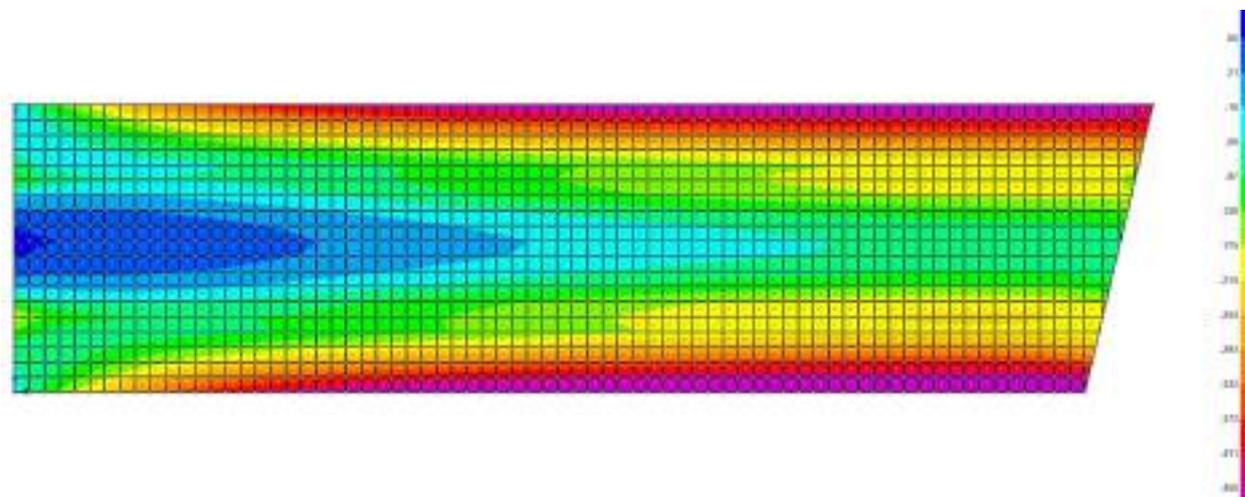
Fondazione – SLE - FREQUENTE

Momento verticale M22, min= -500



Fondazione – SLE – Quasi permanente

Momento verticale M22, min= -450

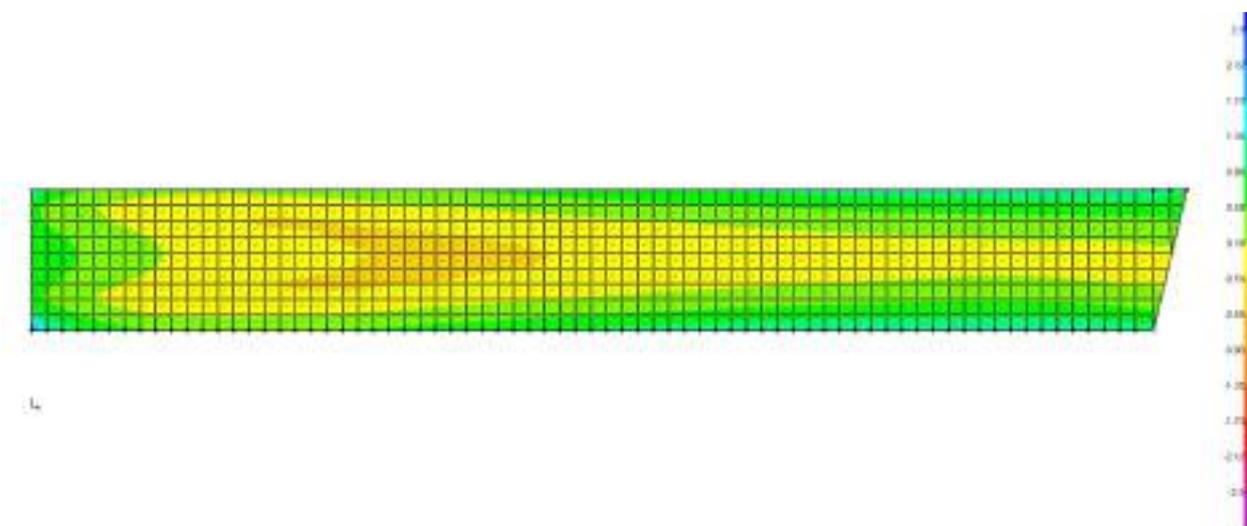


Tensioni di trazione in Combinazione Quasi Permanente

Per la parte di fondazione compresa tra i due setti centrali, deve risultare in combinazione quasi permanente che la tensione massima di trazione sia minore del valore limite:

1. $st = fctm / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.52 \text{ MPa}$

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 1.70 MPa e quindi minore del valore limite:



Verifiche

La sezione pù sollecitata in corrispondenza dell’attacco con il piedritto verticale richiede un’armatura pari a 10f26. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica M22 (verticale)

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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø26	(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):	4.0	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	1700.00	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	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	0.00500.00 (678.74)	

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	0.00450.00 (678.74)	

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°CombVer	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	1700.00	-0.09	1821.08	1.071	90.9	0.10	0.70 53.1 (16.2)

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°CombVer	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.69	100.0	0.00	73.0	-134.2	92.7	18.3	1825	53.1 9.5

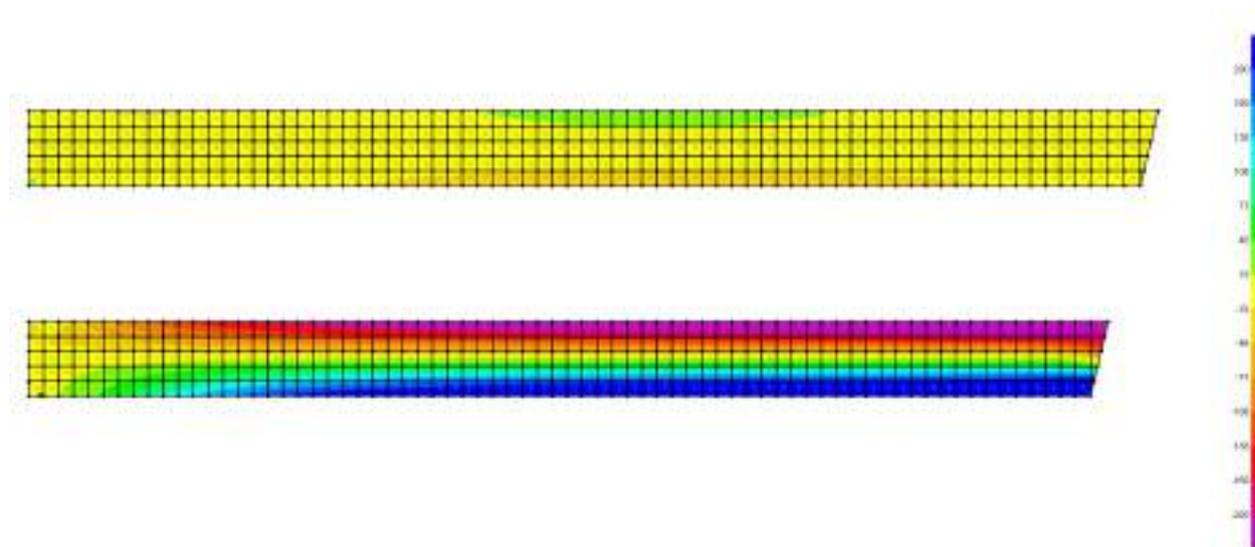
COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00062	0.00023	0.50	0.60	0.000336	(0.000336)	3560.119	(0.30) 678.74

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

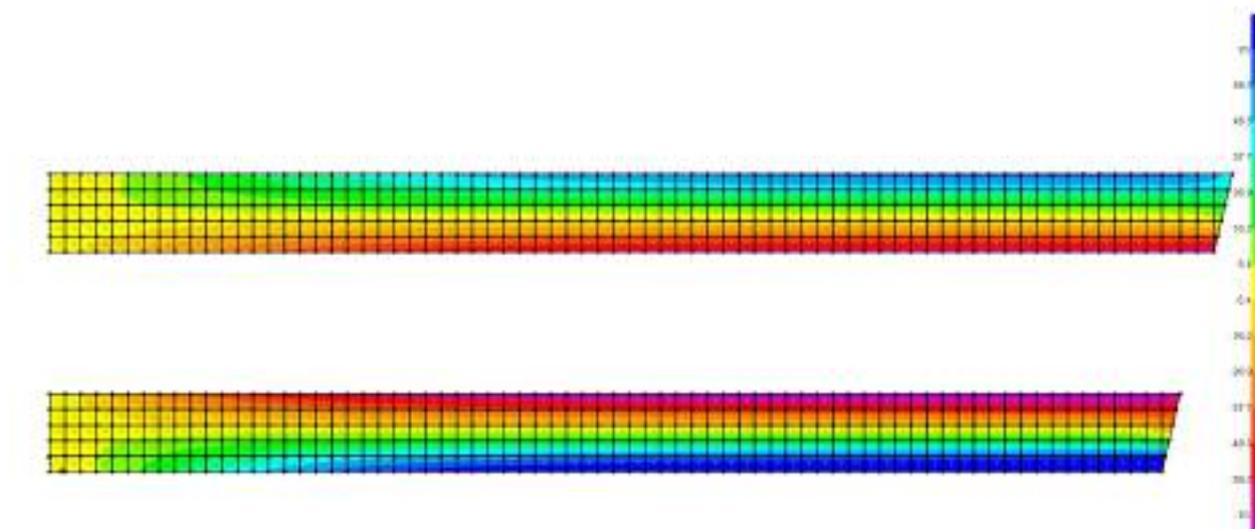
N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00056	0.00021	0.50	0.40	0.000302	(0.000302)	3560.107	(0.20) 678.74

Nei confronti delle azioni di taglio, all’attacco con la fondazione, è necessario disporre specifica armatura a taglio. Si dispongono spilli f10/200x200. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:



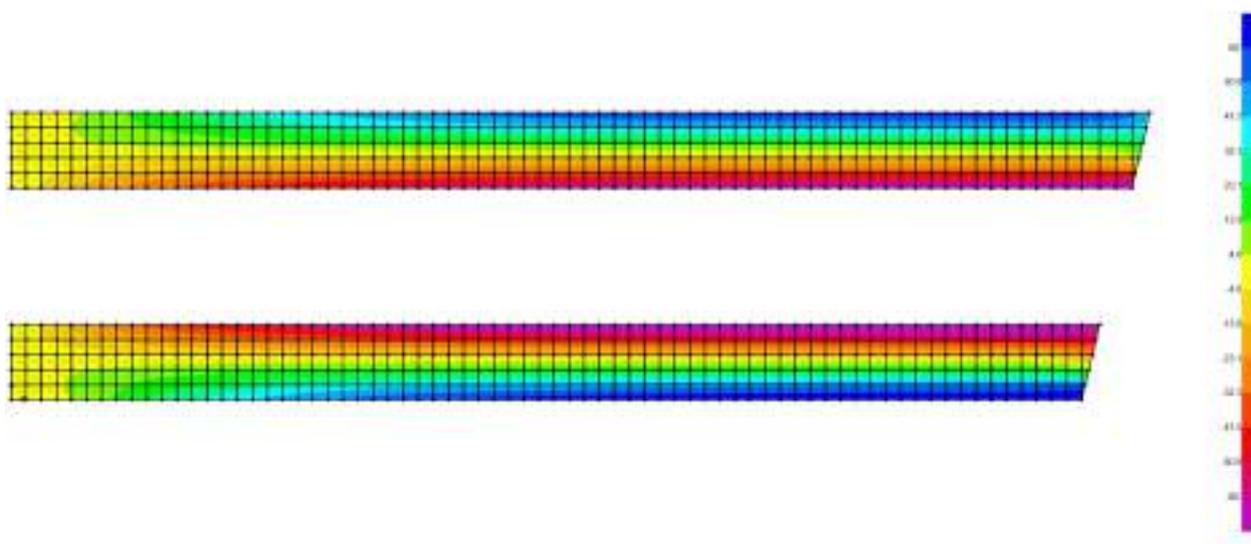
Pianerottolo di camminamento – SLE - RARA

Momento verticale $M_2 = 70$



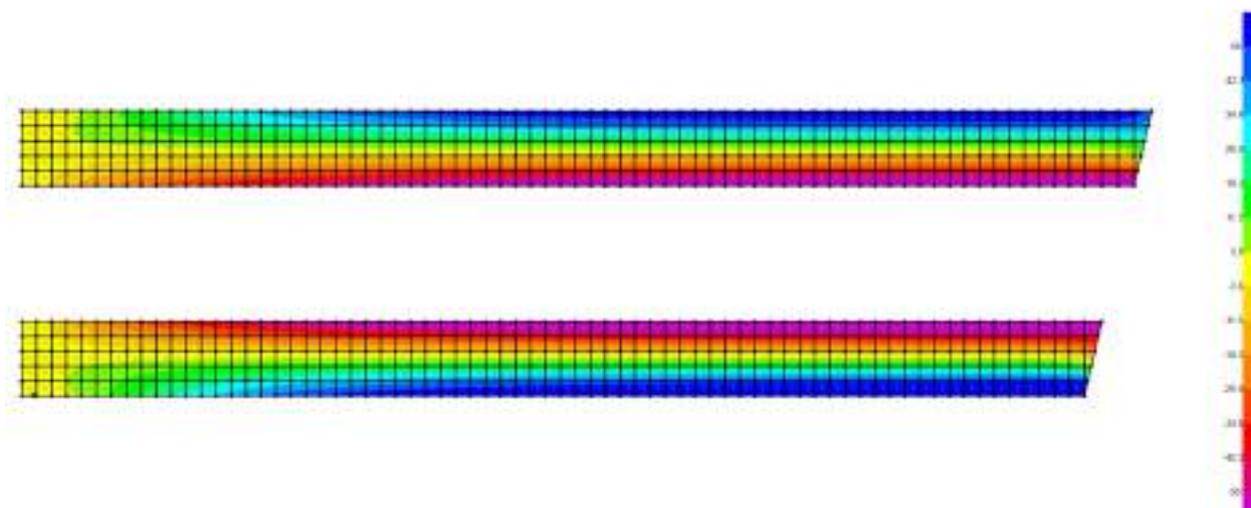
Pianerottolo di camminamento – SLE - Frequente

Momento verticale $M_2 = 60$



Pianerottolo di camminamento – SLE – Quasi permanente

Momento verticale $M_2 = 50$



Verifiche

Per il pianerottolo, l'armatura trasversale è costituita da 10f18 al lembo inferiore e superiore. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica M22 (verticale)

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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	10Ø18	(25.4 cm ²)
Barre superiori:	10Ø18	(25.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	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]

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

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	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	60.00 (55.14)

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 (55.14)

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°CombVer	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As	Tesa
1	S	0.00	200.00	-0.20	201.14	1.006	23.1	0.30	0.82	50.9 (4.0)

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°CombVer	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre	
1	S	6.50	30.0	0.00	20.7	-143.0	23.0	6.9	689	25.4	9.6

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

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00093	0.00042	0.50	0.600	0.000368	(0.000368)	2900.107	(0.30) 55.14

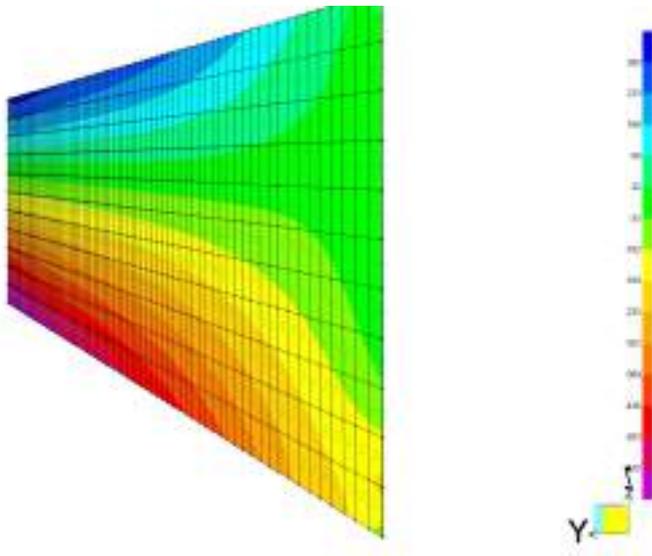
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00077	0.00035	0.50	0.400	0.000311	(0.000306)	2900.090	(0.20) 55.14

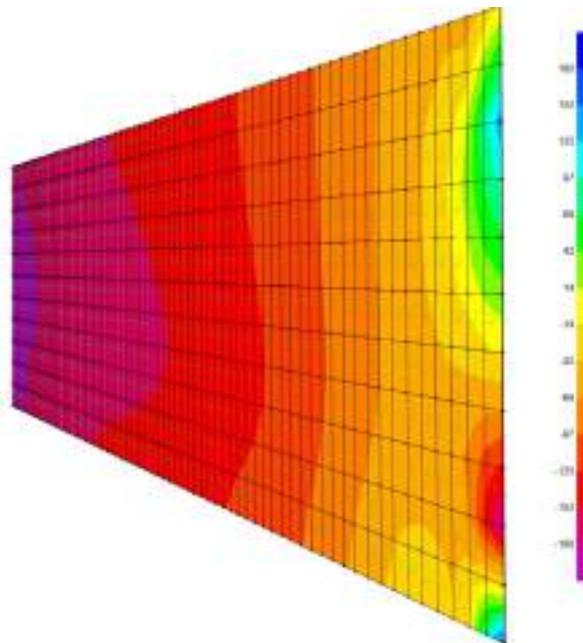
Setti verticali interni

Setti verticali interni – SLU ed SLV

Momento verticale M22=-570

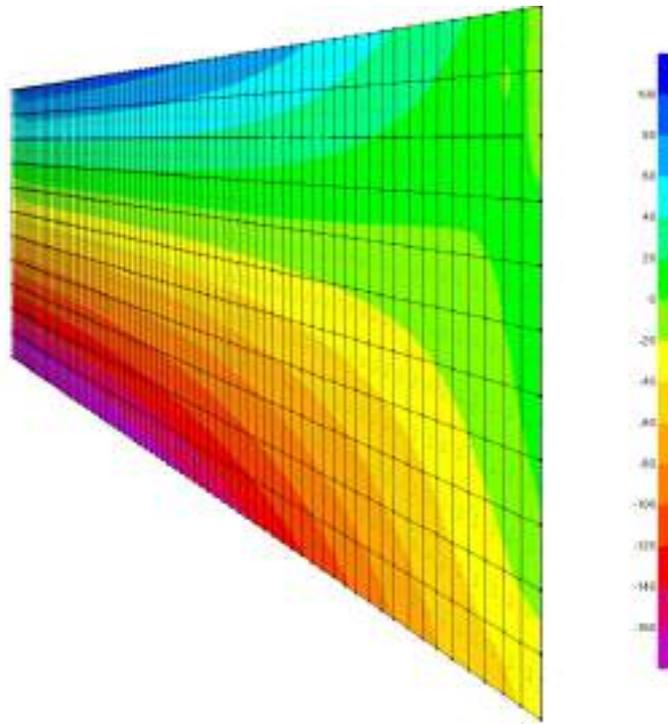


Taglio verticale V23=-180



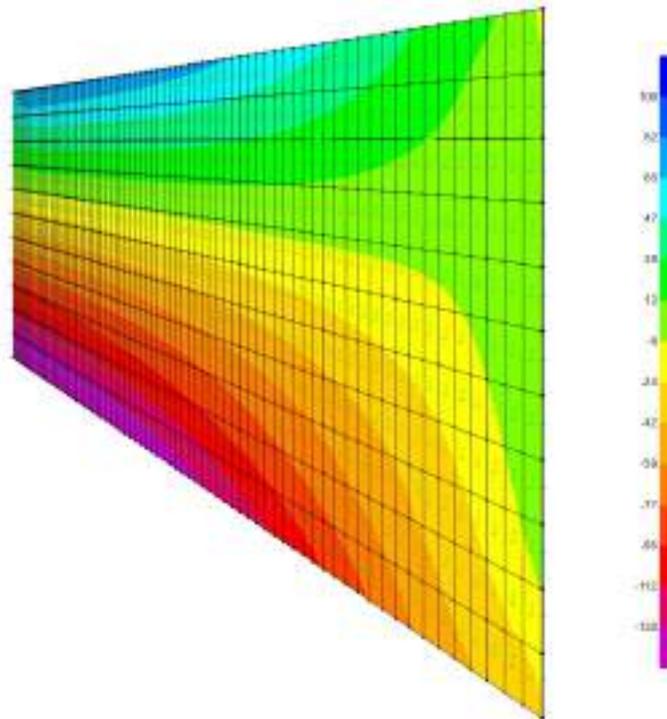
Setti verticali interni – SLE RARA

Momento verticale M22= -160



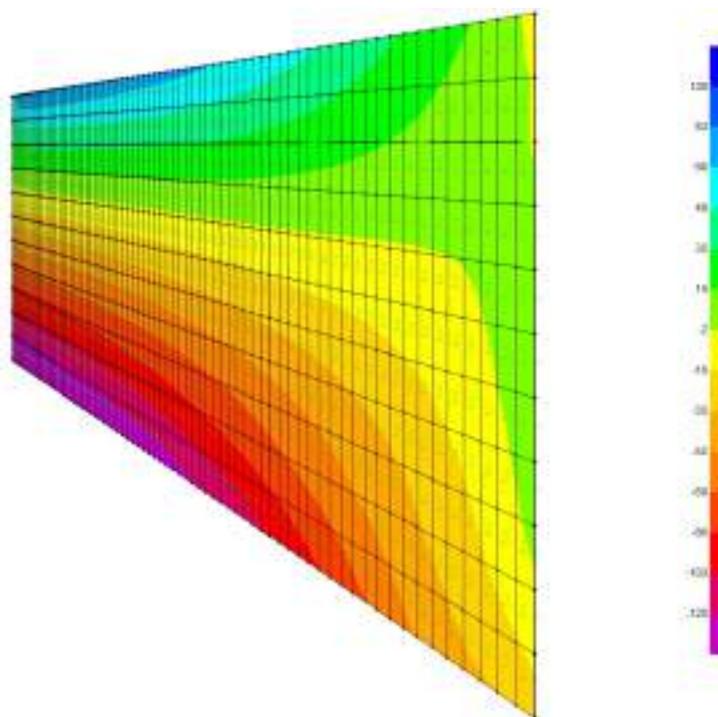
Setti verticali interni – SLE Frequente

Momento verticale M22= -135



Setti verticali interni – SLE Quasi permanente

Momento verticale $M_{22} = -120$

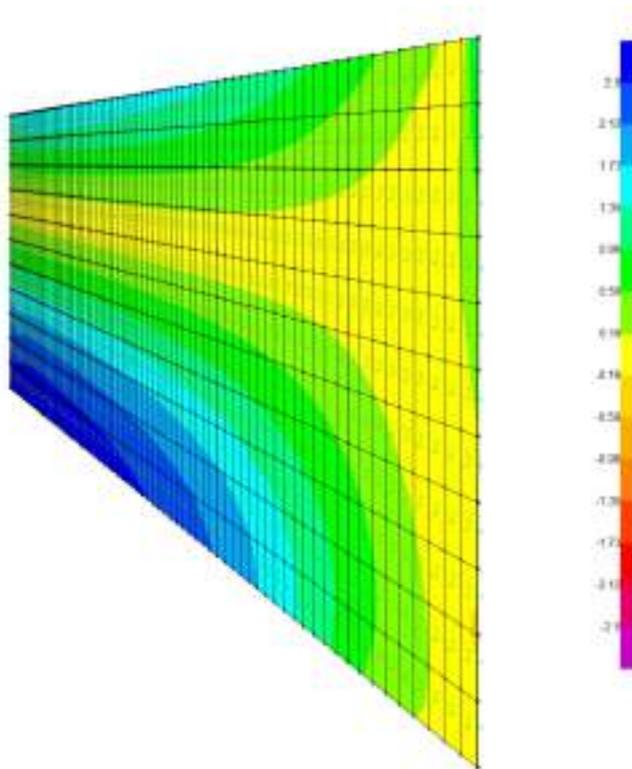


Tensioni di trazione in Combinazione Quasi Permanente

Per i setti interni centrali, deve risultare che in combinazione quasi permanente la tensione massima di trazione sia minore del valore limite:

$$1. \quad \sigma_{st} = \sigma_{ctm} / 1.20 = 3.02 / 1.20 = 2.52 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta l’andamento delle tensioni di trazione in combinazione quasi permanente da cui si evince che la tensione di trazione di calcolo è al massimo pari ad 2.50 MPa ad estradosso fondazione:



Verifiche

L’armatura verticale dei setti è costituita da 10f22. Si riportano di seguito le verifiche in esercizio e allo stato limite ultimo.

Verifica M22 (verticale)

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. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Barre superiori:	10Ø22	(38.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	7.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	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	160.00

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 0.00135.00 (170.47)

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	0.00120.00	(170.47)

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	570.00	0.01	578.55	1.015	42.0	0.18	0.70	38.0 (7.5)

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	4.05	50.0	0.00	34.9	-112.5	43.0	11.6	1165	38.0	9.6

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

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00059	0.00026	0.50	0.60	0.000285 (0.000285)	3150.090	(0.20)	170.47

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

N°CombVer	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S-0.00053	0.00023	0.50	0.40	0.000253 (0.000253)	3150.080	(0.20)	170.47

Nei confronti delle azioni di taglio, non è necessario considerare specifica armatura a taglio. Si dispongono comunque spilli f10/400x400. Di seguito la verifica per la sollecitazione massima di taglio:

9.9 VERIFICA FONDAZIONE COMPENSATA

Si riporta di seguito un rapido confronto tra l'incremento di carico dato dall'edificio e il peso del terreno asportato.

TERRENO RIMOSSO		
h	15.00	m
B	16.00	m
L	17.00	m
γ mediato	19	[kN/m ³]
Peso totale	75893	[kN]

fondazione a quota 395		
h	1.00	m
B	16.00	m
L	17.00	m
γ cls	25	[kN/m ³]
Peso totale	6800	[kN]

setti perimetrali corti interrati		
b	8.4	m
sp	1	m
h	13.8	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	2	
Peso totale	5796	kN

setti vano pompe da 40cm		
b	7.5	m
sp	0.4	m
h	13.5	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	2	
b	2.4	m
sp	0.4	m
h	13.5	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	1	
Peso totale	2349	kN

terreno ritombato		
h	7.80	m
B	6.70	m
L	17.00	m
γ mediato	19	[kN/m ³]
Peso totale	16526	[kN]

setto perimetrale lungo interrato da 100cm		
b	16	m
sp	1	m
h	13.8	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	1	
Peso totale	5520	kN

setto perimetrale lungo interrato da 80cm		
b	16	m
sp	0.8	m
h	13.8	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	1	
Peso totale	4416	kN

fondazione a quota 403		
h	1.00	m
B	6.70	m
L	17.00	m
γ cls	25	[kN/m ³]
Peso totale	2848	[kN]

setti perimetrali corti interrati -1		
b	6.7	m
sp	1	m
h	5	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	2	
Peso totale	1675	kN

solaio a p.c.		
h	0.30	m
B	16.00	m
L	17.00	m
γ cls	25	[kN/m ³]
Peso totale	2040	[kN]

setti perimetrali corti fuori terra da 80cm		
b	16	m
sp	0.8	m
h	7.2	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	2	
Peso totale	4608	kN

setto perimetrale lungo fuori terra da 80cm		
b	16	m
sp	0.8	m
h	7.2	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	1	
Peso totale	2304	kN

setto perimetrale lungo fuori terra da 80cm con apertura		
b	16	m
sp	0.8	m
h	4.2	m
γ cls	25	kN/m ³
n setti uguali	1	
Peso totale	1344	kN

copertura		
g1	3.65	kN/m ²
g2	3.05	kN/m ²
B	16.00	m
L	17.00	m
Peso totale	1822	[kN]

acqua di invaso		
h	11.20	m
B	7.50	m
L	5.90	m
γ water	10	[kN/m ³]
n camere	2	
Peso totale	9912	[kN]

Peso totale G1+G2 67960 [kN]

Peso totale asportato 75893 [kN]

Si parla in questo caso di fondazione compensata poiché si compensa l’incremento di carico dato dall’edificio con il peso del terreno asportato.

9.10 Riepilogo incidenze

Si riporta di seguito un riepilogo delle incidenze per i vari elementi strutturali:

POZZO		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE	100	120
SETTI PERIMETRALI TIPO 1	100	120
SETTI PERIMETRALI tipo 2	80	140
SETTI VANO POMPE	40	160
SOLAIO PIANO CAMPAGNA	30	180
CANALE		
ELEMENTO	spessore [cm]	incidenza [kg/m3]
FONDAZIONE	100	130
SETTI PERIMETRALI TIPO 1	100	130
SETTI PERIMETRALI tipo 2	80	160
SETTI INTERNI	50	160
PIANEROTTOLI	30	200