

AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE DI BAGNOLI - COROGLIO (NA)

D.P.C.M. 15.10.2015

Interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio

**Infrastrutture, reti idriche, trasportistiche ed energetiche dell'area del
Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli - Coroglio**



Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO DEL GOVERNO
PER LA BONIFICA AMBIENTALE E RIGENERAZIONE URBANA
DELL'AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE
BAGNOLI - COROGLIO



STAZIONE APPALTANTE

INVITALIA S.p.a.: Soggetto Attuatore, in ottemperanza all'art. 33 del D.L. n. 133/2014, convertito con legge n. 164/2014, e del D.P.C.M. 15 ottobre 2015, ai fini della predisposizione ed esecuzione del Programma di Risanamento Ambientale e la Rigenerazione Urbana per il Sito di Rilevante Interesse Nazionale di Bagnoli-Coroglio

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Daniele BENOTTI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

PROGETTAZIONE GEOTECNICA, STRUTTURALE e STRADALE
Ing. Letterio SONNESSA

RELAZIONE GEOLOGICA
Dott. Geol. Vincenzo GUIDO

GRUPPO DI LAVORO INTERNO

Collaboratori:
Geom. Gennaro DI MARTINO
Geom. Alessandro FABBRI
Ing. Davide GRESIA
Ing. Nunzio LAURO
Ing. Alessio MAFFEI
Ing. Angelo TERRACCIANO
Ing. Massimiliano ZAGNI

Supporto operativo:
Ing. Irene CIANCI
Arch. Alessio FINIZIO
Ing. Carmen FIORE
Ing. Federica Jasmeen GIURA
Ing. Leonardo GUALCO

PROGETTAZIONE IDRAULICA
Ing. Claudio DONNALOIA

PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA
Ing. Michele PIZZA

COMPUTI e STIME
Geom. Gennaro DI MARTINO

SUPPORTO TECNICO-SCIENTIFICO
Prof. Ing. Alessandro PAOLETTI
Ing. Domenico CERAUDO
Ing. Cristina PASSONI

PROGETTAZIONE ENERGETICA e TELECOMUNICAZIONI
Ing. Claudio DONNALOIA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

MANDATARIA



VIA INGEGNERIA Srl
Via FlamInfa, 999
00189 Roma (RM)

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE

Ing. Matteo DI GIROLAMO

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI

Ing. Giovanni PIAZZA

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

al sensi D.Lgs. 81/08
Ing. Massimo FONTANA

MANDANTI



QUANTICA INGEGNERIA Srl
Piazza Bovio, 22
80133 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI SPECIALI

Ing. Francesco NICCHIARELLI

RELAZIONE GEOLOGICA

Geol. Maurizio LANZINI



WEE WATER ENVIRONMENT ENERGY Srl
Piazza Bovio, 22
80133 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE IMPIANTISTICHE ELETTRICHE

Ing. Paolo VIPARELLI

RELAZIONE ARCHEOLOGICA

Arch. Luca DI BIANCO



AMBIENTE SPA
Via Frassinà, 21
54033 Carrara (MS)

PROGETTAZIONE OPERE DI VIABILITA' ORDINARIA

Ing. Giuseppe RUBINO

RELAZIONE ACUSTICA

Ing. Tiziano BARUZZO



HYSOMAR SOCIETA' COOPERATIVA
Corso Umberto I, 154
80138 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE ARENA SANT'ANTONIO-HUB DI COROGLIO

Ing. Giuseppe VACCA

GIOVANE PROFESSIONISTA

Ing. Veronica NASUTI
Ing. Andrea ESPOSITO
Ing. Raffaele VASSALLO
Ing. Serena ONERO



ALPHATECH - ENG. ROBERTO CHIEFFI
Via S. Marla delle Libera, 13
80127 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE A RETE

Ing. Giulio VIPARELLI

PROGETTAZIONE OPERE A MARE E IMPIANTO TAF 3

Ing. Roberto CHIEFFI

DISEGNATORI

Geom. Salvatore DONATIELLO
Geom. Paolo COSIMELLI
P.I. Ugo NAPPI
Ing. Daniele CERULLO



Agenzia nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa SpA

Funzione Servizi di Ingegneria

Direzione Area Tecnica
Opere civili:
Arch. Giulia LEONI

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato		INFRASTRUTTURE IDRICHE HUB DI COROGLIO		DATA	NOME	FIRMA
Relazione di calcolo Nuovo impianto di Sollevamento e Pretattamento		REDATTO	GIU. 2023	A.C.		
		VERIFICATO	GIU. 2023	G.V.		
		APPROVATO	GIU. 2023	M.D.G		
		DATA	GIU. 2023	CODICE ELABORATO		
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI		SCALA	S-RC-05-02.05.01	
0	GIU. 2023	Emissione		-		
				CODICE FILE		
				2021INV-D-S-RC.05.02.05.01		

INDICE

1.	PREMESSA	10
2.	DESCRIZIONE DELL' OPERA.....	12
3.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	17
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	17
3.2	DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO	17
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	18
4.1	CALCESTRUZZO	18
4.2	ACCIAIO PER C.A.	19
4.3	ACCIAIO PER ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE (TREFOLO 0.6").....	21
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	22
5.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	22
5.1.1	<i>Unità R – Riporti antropici</i>	22
5.1.2	<i>Unità LS – Limi sabbiosi</i>	22
5.1.3	<i>Unità LST – Limi torbosi</i>	22
5.1.4	<i>Unità SG – Sabbie limose-ghiaiose</i>	22
5.1.5	<i>Unità ATN – Piroclastiti</i>	22
5.2	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO E SEZIONE PRESA COME RIFERIMENTO	22
5.3	FALDA E PERMEABILITÀ DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	25
6.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	27
6.1	AZIONE SISMICA	27
6.2	VITA NOMINALE	27
6.3	CLASSE D'USO	28
6.4	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	28
6.5	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	28
6.6	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO.....	29
6.7	PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE.....	31

6.7.1	Effetti stratigrafici	31
6.7.2	Effetti topografici	31
6.8	PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO	31
6.9	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE	33
6.10	FATTORE DI COMPORTAMENTO - SLV	41
6.11	SPETTRI DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE	42
6.12	DIREZIONI DI APPLICAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	46
7.	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018	47
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	47
8.	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI	50
8.1	METODOLOGIA DI CALCOLO PER LE STRUTTURE	50
8.1.1	Definizione dei percorsi e dei casi di carico.....	51
9.	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO	52
9.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE	52
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	52
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO	54
10.	ANALISI DEI CARICHI	56
10.1	PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	56
10.2	PERMANENTI STRUTTURALI (G1_GETTO)	56
10.3	PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	57
10.3.1	Massetto finitura soletta fondazione	57
10.3.2	Massetto finitura soletta superiore.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.3.3	Terreno di riempimento soletta superiore.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.3.4	Finitura a "verde" copertura edificio	Errore. Il segnalibro non è definito.
10.3.5	Peso involucro facciate edificio prefabbricato	57
10.4	SPINTA STATICA DEL TERRENO	58
10.5	SPINTA DELL'ACQUA	59
10.6	SOVRACCARICO ACCIDENTALE DA TRAFFICO STRADALE	61

10.7	CARICO VARIABILE MANUTENZIONE (Q1).....	62
10.8	VENTO (Q2).....	64
10.9	NEVE (Q3).....	75
10.10	AZIONE DEL SISMA.....	78
10.10.1	Sovraspinta sismica	78
10.11	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	80
10.12	COMBINAZIONI DEI CARICHI	81
11.	MODELLO STRUTTURALE DI CALCOLO	96
11.1	CARICHI APPLICATI NEL MODELLO.....	97
11.1.1	G1 - peso proprio.....	97
11.1.2	G1_getto - getto cls copertura	97
11.1.3	G2 - permanenti non strutturali.....	99
11.1.4	ST_statica - spinta terreno statica	100
11.1.5	W_esterna - spinta acqua muri perimetrali e sottospinta fondazioni.....	101
11.1.6	W_interna - spinta acqua muri interni.....	102
11.1.7	Q_stradale - Carico variabile su soletta dovuta ai veicoli.....	103
11.1.8	Q2x+ vento X+.....	104
11.1.9	Q2y+ vento Y+.....	105
11.1.10	Q2x- vento X-.....	106
11.1.11	Q2y- vento Y-.....	107
11.1.12	Q3 Neve	108
11.1.13	Q1 manutenzione copertura.....	110
11.1.14	SismaX+ (SLV).....	111
11.1.15	SismaY+ (SLV).....	112
11.1.16	SismaZ+ (SLV)	113
11.1.17	SismaX- (SLV).....	114
11.1.18	SismaY- (SLV).....	115
11.1.19	SismaZ- (SLV).....	116

11.1.20	WOOD_X+ sovraspinta sismica terreno	117
11.1.21	WOOD_Y+ sovraspinta sismica terreno	118
11.1.22	WOOD_X - sovraspinta sismica terreno	119
11.1.23	WOOD_Y - sovraspinta sismica terreno	120
12.	RISULTATI ANALISI STRUTTURALI.....	121
12.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO PREFABBRICATO – SLU	122
12.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO PREFABBRICATO – SLV	125
12.3	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO PREFABBRICATO – SLE (RARA)	128
12.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO PREFABBRICATO – SLE (FREQUENTE).....	131
12.5	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI EDIFICIO PREFABBRICATO – SLE (QUASI PERMANENTE).....	134
12.6	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 100 CM– SLU.....	137
12.7	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLV	139
12.8	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLE (RARA).....	141
12.9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLE (FREQUENTE).....	143
12.10	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLE (QUASI PERMANENTE).....	145
12.11	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 60 CM– SLU.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.12	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.13	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLE (RARA).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.14	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLE (FREQUENTE).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.15	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLE (QUASI PERMANENTE).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.16	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLU.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.17	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.18	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE 60 CM– SLE (RARA).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.19	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLE (FREQUENTE).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.20	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLE (QUASI PERMANENTE).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.21	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM– SLU.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.22	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLV.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.23	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLE (RARA).....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.

12.24	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLE (FREQUENTE)	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.25	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLE (QUASI PERMANENTE)	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.26	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SETTI INTERNI – SLU	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.27	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SETTI INTERNI – SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.28	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SETTI INTERNI – SLE (RARA)	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.29	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SETTI INTERNI – SLE (FREQUENTE)	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.30	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI SETTI INTERNI – SLE (QUASI PERMANENTE)	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
12.31	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI MURI ESTERNI – SLU	157
12.32	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI MURI ESTERNI – SLV	159
12.33	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI MURI ESTERNI – SLE (RARA)	161
12.34	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI MURI ESTERNI – SLE (FREQUENTE)	163
12.35	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI MURI ESTERNI – SLE (QUASI PERMANENTE)	165
13.	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI -SOLETTE E SETTI	177
13.1	CRITERI DI VERIFICA	177
13.2	ARMATURA MINIMA	179
13.3	VERIFICHE A FLESSIONE SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLU/SLV	180
13.4	VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLU/SLV	181
13.5	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SOLETTA INFERIORE 100 CM – SLE	182
13.5.1	<i>Verifiche a fessurazione Mxx</i> <i>FREQ/QP</i>	183
13.5.1	<i>Verifiche tensioni esercizio Mxx</i> <i>RARA</i>	189
13.5.2	<i>Verifiche a fessurazione Myy</i> <i>FREQ/QP</i>	190
13.5.3	<i>Verifiche tensioni di esercizio Myy</i> <i>RARA</i>	196
13.6	VERIFICHE A FLESSIONE SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLU/SLV	197
13.7	VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLU/SLV	198
13.8	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SOLETTA INFERIORE 60 CM – SLE	199
13.8.1	<i>Verifiche a fessurazione Mxx</i> <i>FREQ/QP</i>	201
13.8.2	<i>Verifiche tensioni esercizio Mxx</i> <i>RARA</i>	207
13.8.3	<i>Verifiche a fessurazione Myy</i> <i>FREQ/QP</i>	208

13.8.4	Verifiche a tensioni di esercizio Mxx RARA.....	214
13.9	VERIFICHE A FLESSIONE SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.10	VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLU/SLV.....	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.11	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SOLETTA SUPERIORE 60 CM – SLE.	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.11.1	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.11.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.11.3	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.11.4	Verifiche tensioni di esercizio Mxx RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.12	VERIFICHE A FLESSIONE SOLETTA INFERIORE CANALE 60 CM – SLU/SLV.	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.13	VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA INFERIORE CANALE 60 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.14	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SOLETTA INFERIORE CANALE 60 CM – SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.14.1	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.14.1	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.14.2	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.14.3	Verifiche tensioni di esercizio Mxx RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.15	VERIFICHE A FLESSIONE SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.16	VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.17	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SOLETTA SUPERIORE CANALE 60 CM – SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.17.1	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.17.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.17.3	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.17.4	Verifiche tensioni di esercizio Mxx RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.18	VERIFICHE A FLESSIONE SETTI INTERNI 30 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.19	VERIFICHE A TAGLIO SETTI INTERNI 30 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.20	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SETTI INTERNI 30 CM – SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.20.1	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.20.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.20.3	Verifiche a fessurazione Mxx <i>FREQ/QP</i>	Errore. Il segnalibro non è definito.

13.20.4	Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.21	VERIFICHE A FLESSIONE SETTI INTERNI 40 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.22	VERIFICHE A TAGLIO SETTI INTERNI 40 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.23	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SETTI INTERNI 40 CM – SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.23.1	Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.23.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.23.3	Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.23.4	Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.24	VERIFICHE A FLESSIONE SETTI INTERNI 50 CM – SLU/SLV	216
13.25	VERIFICHE A TAGLIO SETTI INTERNI 50 CM – SLU/SLV	219
13.26	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO SETTI INTERNI 50 CM – SLE	220
13.26.1	Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP	223
13.26.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA	229
13.26.3	Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP	230
13.26.4	Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA	236
13.27	VERIFICHE A FLESSIONE MURI PERIMETRALI 60 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.28	VERIFICHE A TAGLIO MURI PERIMETRALI 60 CM – SLU/SLV	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.29	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO MURI PERIMETRALI 60 CM – SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
13.29.1	Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.29.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.29.3	Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.29.4	Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.30	VERIFICHE A FLESSIONE MURI PERIMETRALI 80 CM – SLU/SLV	238
13.31	VERIFICHE A TAGLIO MURI PERIMETRALI 80 CM – SLU/SLV	241
13.32	VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO MURI PERIMETRALI 80 CM – SLE	244
13.32.1	Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP	247
13.32.2	Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA	253
13.32.3	Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP	254

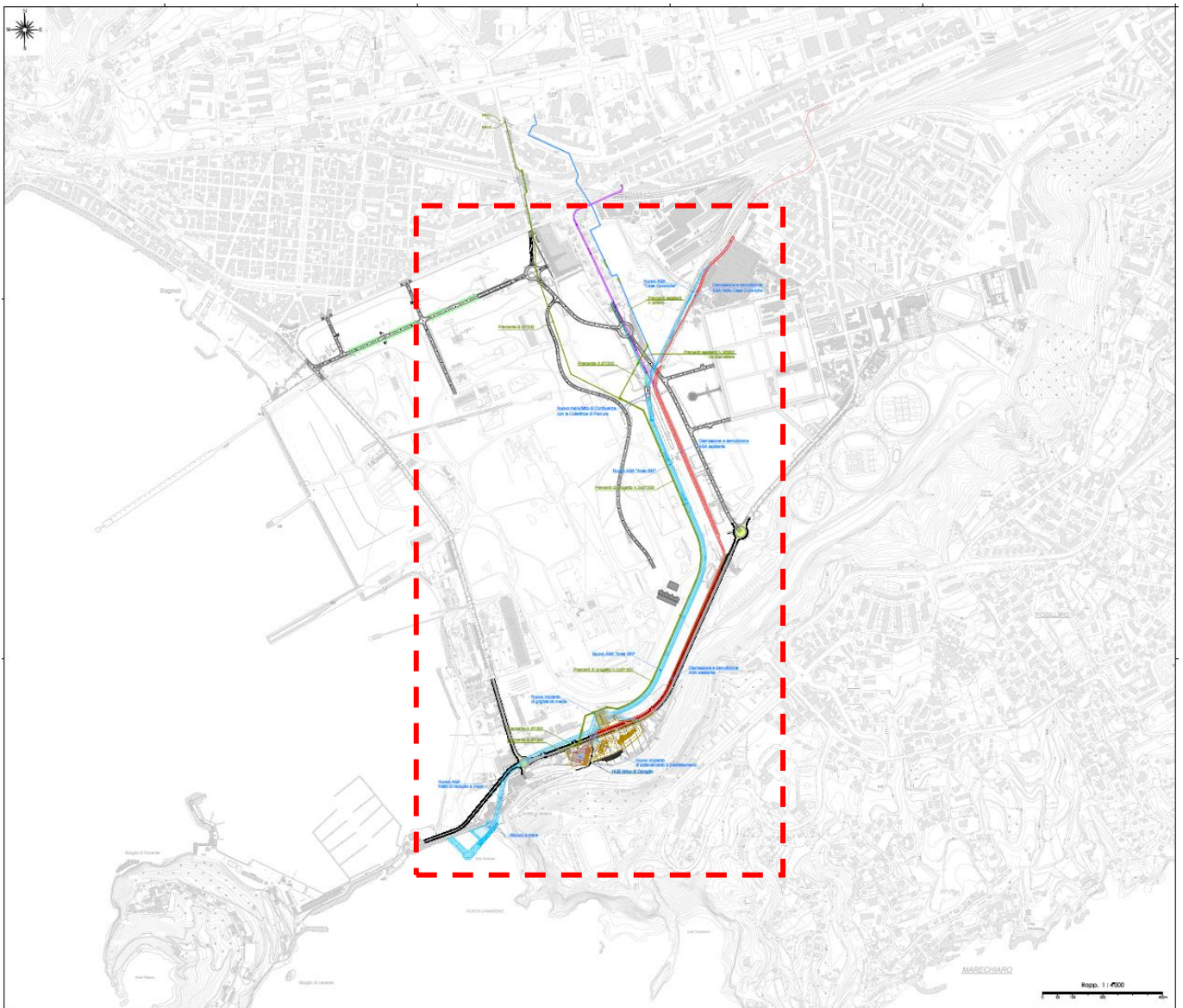
13.32.4	Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA	260
14.	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI -CAPANNONE PREFABBRICATO.....	261
14.1	CRITERI DI VERIFICA	261
14.2	ANALISI MODALE.....	263
14.3	VERIFICHE STRUTTURALI – SLV NON LINEARITÀ GEOMETRICHE.....	266
14.4	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – SLU	269
14.5	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO PILASTRI – SLU	273
14.6	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – SLV	278
14.7	VERIFICHE STRUTTURALI A TAGLIO PILASTRI – SLV	282
14.8	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – RARA	287
14.9	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – FREQ	290
14.10	VERIFICHE STRUTTURALI PRESSOFLESSIONE PILASTRI – QP	292
14.11	VERIFICHE TENSIONI TEGOLO PRECOMPRESSO –SLE.....	294
14.11.1	Caratteristiche geometriche tegolo	294
14.11.2	Armatura longitudinale di precompressione.....	302
14.11.3	Verifiche a vuoto – sezione neutralizzazione trefoli	305
14.11.4	Valutazione effetto ritiro e viscosità soletta di seconda fase.....	308
14.11.5	Verifica dello stato tensionale – SLE (Rara)	313
14.11.6	Verifica a fessurazione – SLE (Frequente)	316
14.12	VERIFICHE TRAVE CENTRALE PRECOMPRESSA – SLE	317
14.12.1	Caratteristiche geometriche trave centrale	317
14.12.2	Armatura longitudinale di precompressione.....	325
14.12.3	Verifiche a vuoto – sezione neutralizzazione trefoli	329
14.12.4	Verifica dello stato tensionale – SLE (Rara)	332
14.12.5	Verifica a fessurazione – SLE (Frequente)	335
14.13	VERIFICHE TRAVE LATERALE PRECOMPRESSA – SLE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
14.13.1	Caratteristiche geometriche tegolo	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.13.2	Armatura longitudinale di precompressione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.

14.13.3	Verifiche a vuoto – sezione neutralizzazione trefoli	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.13.4	Verifica dello stato tensionale – SLE (Rara)	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.13.5	Verifica a fessurazione – SLE (Frequente)	Errore. Il segnalibro non è definito.
14.14	VERIFICHE FLESSIONE TEGOLO PRECOMPRESSO – SLU/SLV	337
14.15	VERIFICHE FLESSIONE TRAVE CENTRALE PRECOMPRESSA – SLU/SLV	338
14.16	VERIFICHE FLESSIONE TRAVE LATERALE PRECOMPRESSA – SLU/SLV	339
14.17	VERIFICHE A TAGLIO TEGOLO PRECOMPRESSO – SLU/SLV	340
14.18	VERIFICHE A TAGLIO TRAVE CENTRALE PRECOMPRESSA – SLU/SLV	342
14.19	VERIFICHE A TAGLIO TRAVE LATERALE PRECOMPRESSA – SLU/SLV	344
15.	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L’AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	346
15.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE DI CALCOLO	346
15.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI	346
15.3	VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	347

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta il dimensionamento e le verifiche strutturali dell'impianto di sollevamento e trattamento previsto nell'ambito degli interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio nell'area di rilevante interesse Nazionale di Bagnoli – Coroglio (Napoli) individuata nel D.P.C.M. 15.10.2015. Il progetto prevede la realizzazione di strutture in calcestruzzo armato interrate e in elevazione che collegano collettori idraulici necessari per la regimentazione e trattamento delle acque dalle aree a monte fino al mare.

Nella figura che segue si mostra l'ubicazione della struttura all'interno dell'area di intervento



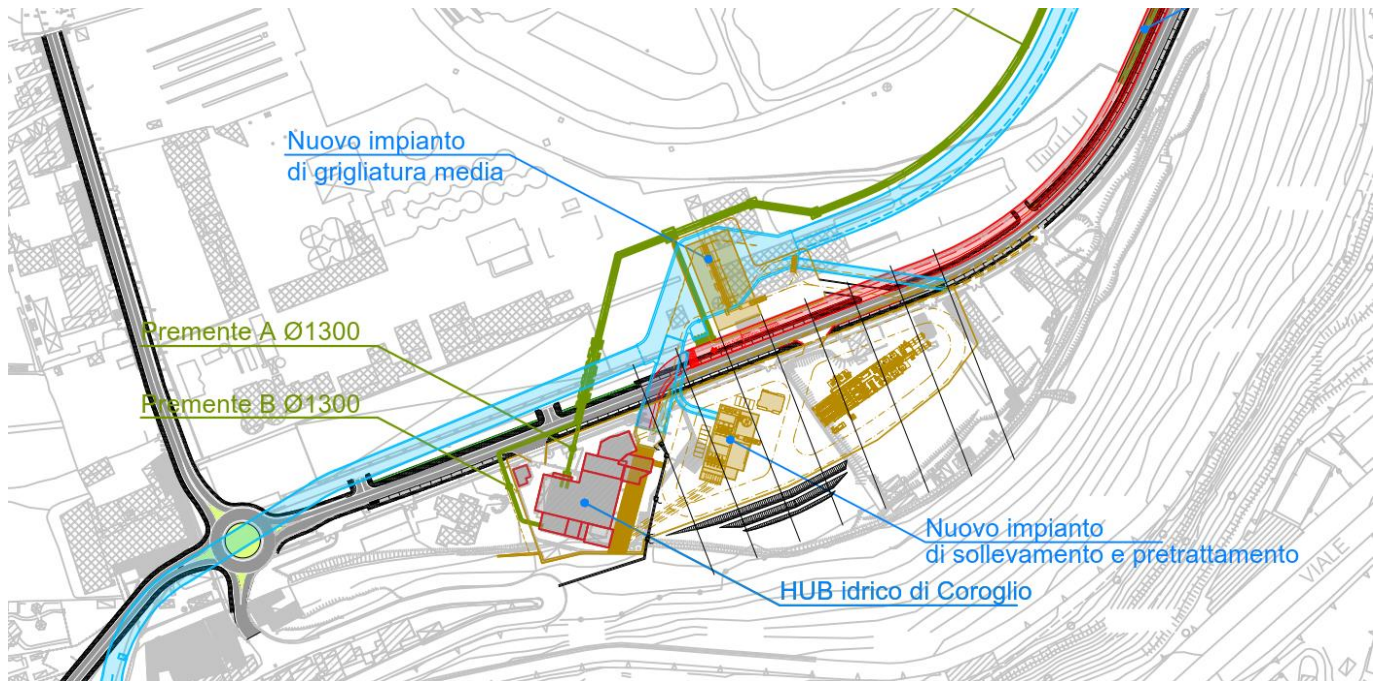


Fig. 1: Planimetria generale e inquadramento dell' opera

2. DESCRIZIONE DELL' OPERA

L'opera costituisce una parte dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche dell'area di Bagnoli - Coroglio nell'area di rilevante interesse Nazionale di Bagnoli – Coroglio (Napoli). Nella figura seguente si mostra una vista prospettica dell'opera.

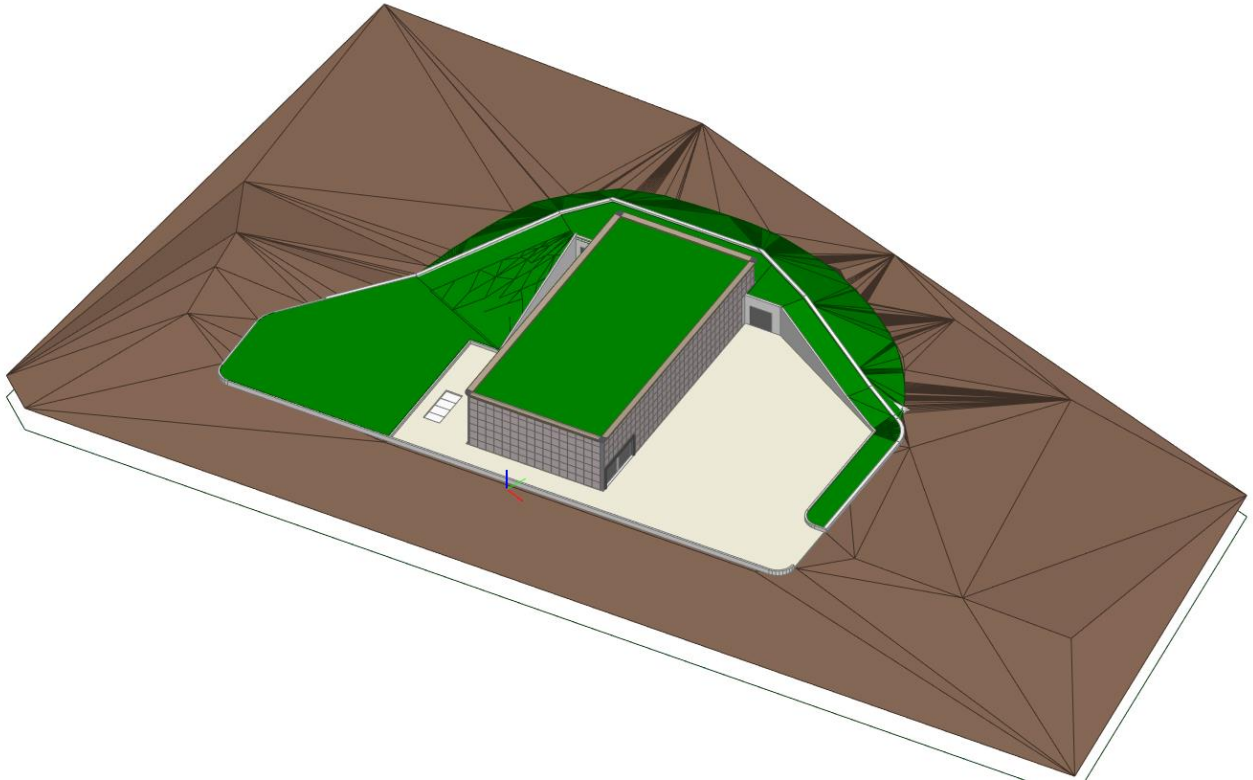


Fig. 2: Vista prospettiva dell'opera

L'opera è costituita prevalentemente da una struttura interrata in calcestruzzo armato realizzata previo sbancamento del terreno. Gli elementi strutturali principali sono:

- Soletta inferiore piana di fondazione di spessore 100 cm;
- Soletta superiore piana di spessore 60 cm;
- Muri perimetrali di collegamento tra soletta di fondazione e soletta di spessore 80 cm;
- Setti e pilastri interni che sostengono la soletta superiore direttamente collegati alla soletta di fondazione;

Per la parte fuori terra l'opera si compone di un canale chiuso a pendenza variabile realizzato con soletta di fondazione muri perimetrali e soletta di chiusura superiore collegati alla struttura principale interrata.

Completano l'opera un capannone prefabbricato in calcestruzzo armato precompresso di altezza complessiva pari a circa 10.30 m

Si riportano nelle figure seguenti alcune sezioni dell'opera

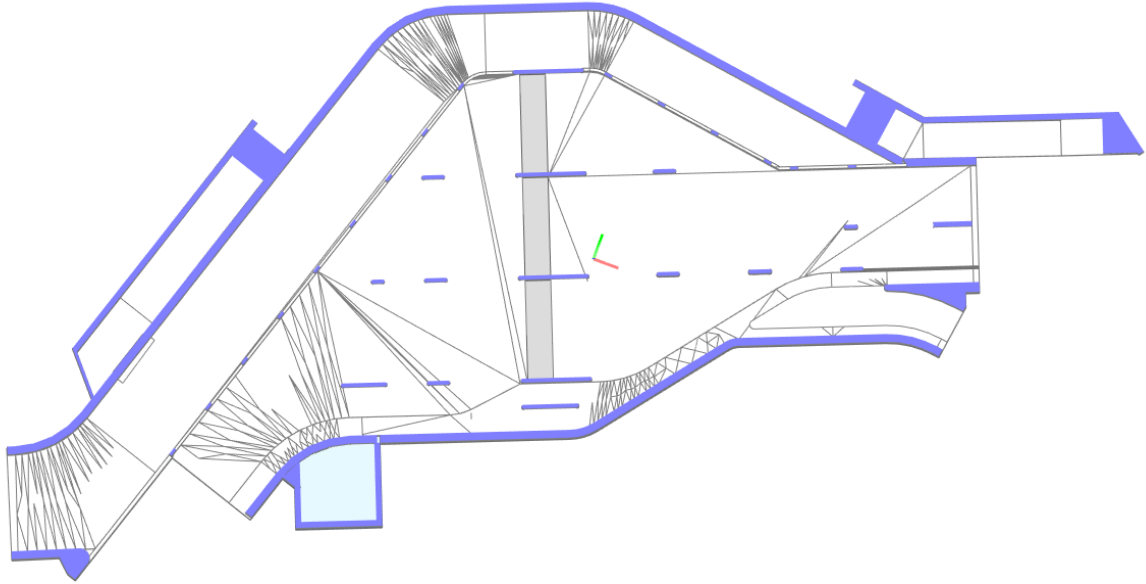


Fig. 3: Sezione orizzontale strutture interrato

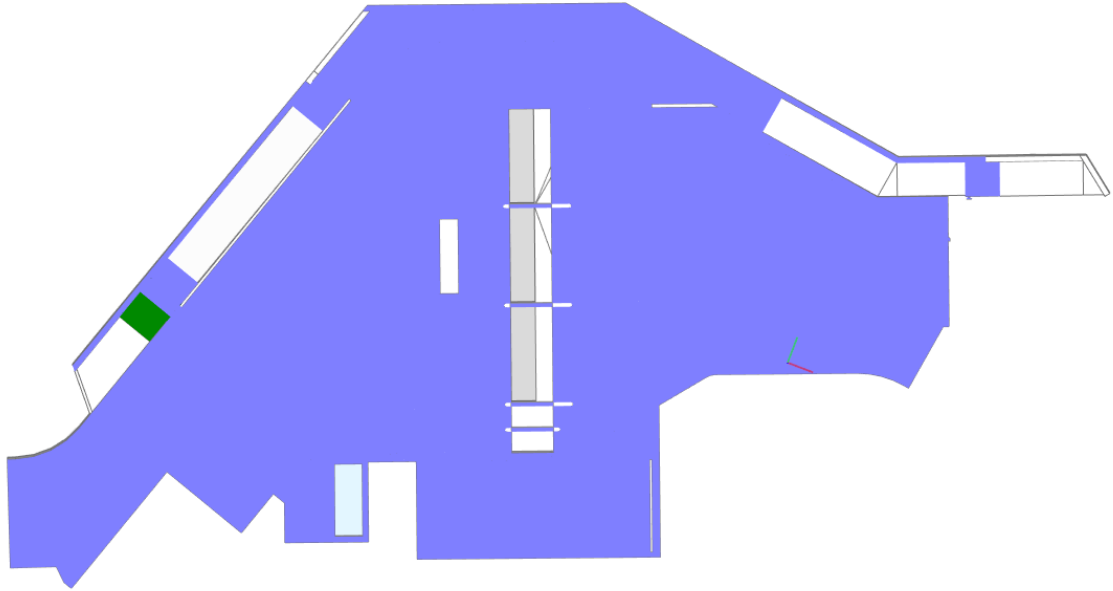


Fig. 4: Sezione orizzontale strutture interrato

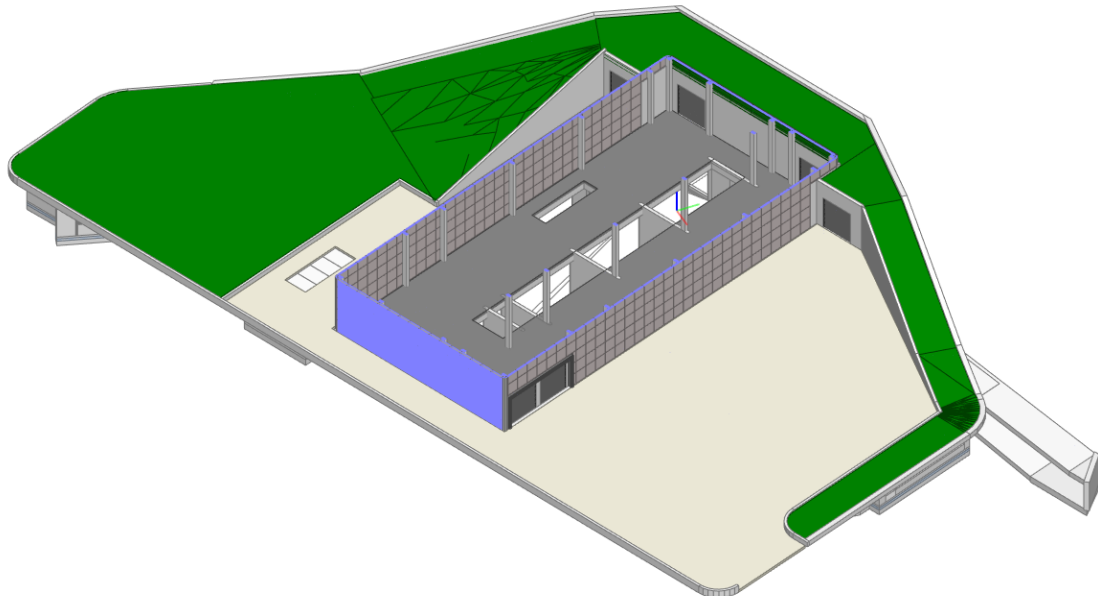


Fig. 5: Sezione orizzontale strutture in elevazione

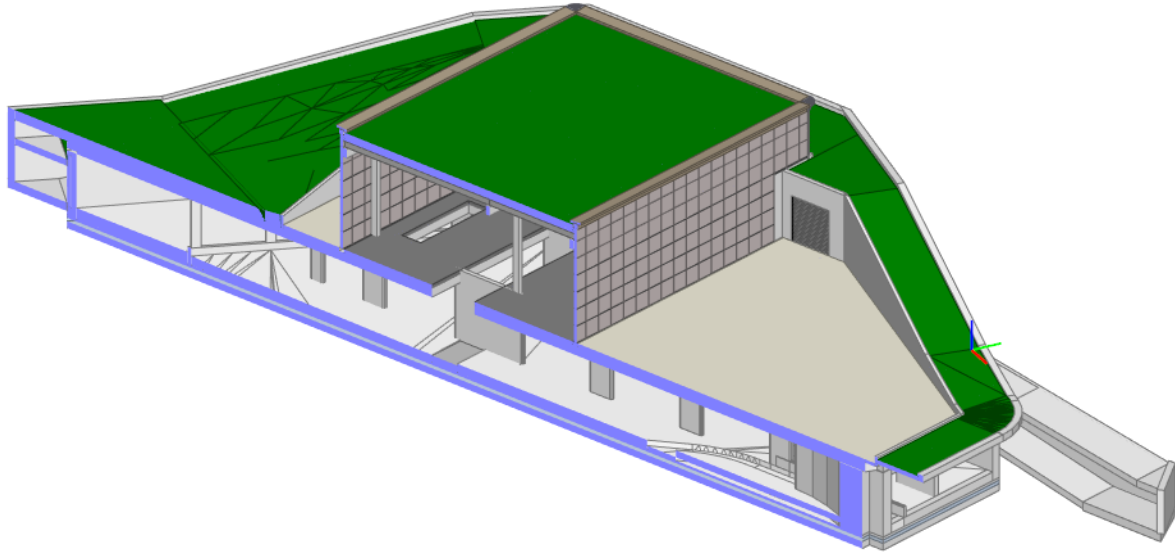


Fig. 6: Sezione longitudinale

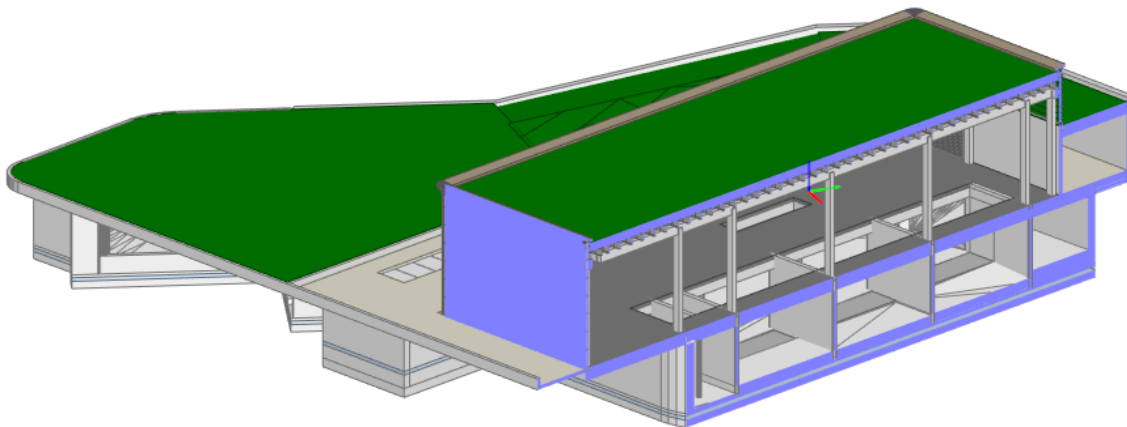


Fig. 7: Sezione trasversale

Le caratteristiche di dettaglio e la descrizione dei singoli elementi componenti sono desumibili dagli specifici elaborati grafici e tutte le prescrizioni tecniche del presente Progetto Definitivo.

Nei capitoli successivi si riportano le ipotesi assunte alla base del calcolo e le verifiche delle strutture secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa di riferimento

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. Min. II.TT. 21/01/2019 n. 7, "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018".

3.2 Documentazione progettuale di riferimento

Di seguito si riportano gli elaborati di riferimento utilizzati per la redazione del seguente documento.

Codifica elaborato	Descrizione elaborato
PX.05.02.02.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Planimetria generale
PX.05.02.01.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Planimetria ed elenco viste
PX.05.02.01.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano interrato Tav1/2
PX.05.02.01.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano interrato Tav2/2
PX.05.02.01.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano interrato Assonometrie
PX.05.02.01.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano terra Tav1/2
PX.05.02.01.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano terra Tav2/2
PX.05.02.01.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano terra Assonometrie
PX.05.02.01.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta a quota +12.848 tav.1/2
PX.05.02.01.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta a quota +12.848 tav.2/2
PX.05.02.01.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta copertura fabbricato e dettagli
PX.05.02.01.03	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano copertura Tav 1/2
PX.05.02.01.04	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano copertura Tav 2/2
PX.05.02.01.03	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta piano copertura Assonometrie
PX.05.02.02.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 1
PX.05.02.02.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 2
PX.05.02.02.03	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 3
PX.05.02.02.04	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 4
PX.05.02.02.05	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 5
PX.05.02.02.06	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 6
PX.05.02.02.07	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 7
PX.05.02.02.08	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 8
PX.05.02.02.09	Nuovo impianto di grigliatura media - Sezioni tav. 9
PX.05.02.02.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Prospetti tav. 1
PX.05.02.02.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Prospetti tav. 2
PX.05.02.03.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Finiture
PX.05.02.03.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Dettagli
PX.05.02.04.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Fasi Tav 1
PX.05.02.04.02	Nuovo impianto di grigliatura media - Fasi Tav 2
PX.05.02.04.01	Nuovo impianto di grigliatura media - Pianta scavi e quantità movimento terra

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza r_k per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo γ :

$$R_d = R_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le principali caratteristiche meccaniche.

4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

Magroni

- Classe di resistenza: C12/15
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: X0
- Classe di consistenza slump: S3
- Contenuto minimo di cemento: 150 Kg/m^3
- Rapporto A/C: ≤ 0.60
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM II/B-M 32.5 R

Calcestruzzo per strutture di fondazione e muri interrati:

- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di esposizione: XA1
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento: 340 Kg/m^3
- Rapporto A/C: ≤ 0.50
- Aggregato: Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm
- Copriferro: 45 mm
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU: $\gamma_c = 1,50$

Calcestruzzo per strutture in elevazione gettate in opera:

- Classe di resistenza:	C32/40
- Classe di esposizione:	XC4+XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	340 Kg/m ³
- Rapporto A/C:	≤ 0.50
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro:	45 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

Calcestruzzo per strutture in elevazione prefabbricate:

- Classe di resistenza:	C35/45
- Classe di esposizione:	XC4+XS1
- Classe di consistenza slump:	S4
- Contenuto minimo di cemento:	360 Kg/m ³
- Rapporto A/C:	≤ 0.50
- Aggregato:	Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato:	25 mm
- Copriferro armatura lenta:	45 mm
- Copriferro armatura da precompressione acciaio armonico:	55 mm
- Acqua:	Conforme a UNI EN 1008
- Cemento:	CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$

4.2 Acciaio per c.a.

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto	$1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
- Rapporto	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$ (frattile 10%)
- Allungamento	$(A_{gt})_k > 7,5\%$ (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo

dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018.

C _{min}	C ₀	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C _{≥C₀}	C _{min≤C<C₀}	C _{≥C₀}	C _{min≤C<C₀}	C _{≥C₀}	C _{min≤C<C₀}	C _{≥C₀}	C _{min≤C<C₀}
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 8 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 9 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio del sottovia in oggetto è XS1, XC4 e XA1; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 9 è "Aggressiva". Con riferimento alla tabella su riportata, pertanto, il valore nominale del copriferro di progetto sarà pari a 30 mm; vanno aggiunti altri 10 mm per la tolleranza costruttiva. In via cautelativa, non prevedendo controlli di qualità estremamente efficienti in cantiere per la misura dei copriferri, questi sono stati assunti pari a **45 mm**.

4.3 Acciaio per armature di precompressione (trefolo 0.6'')

$f_{ptk} \geq$	1860 MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} \geq$	1670 MPa	tensione caratteristica allo 1% di deformazione
$\gamma_s =$	1.15 -	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$E_s =$	195000 MPa	Modulo elastico di progetto
$\sigma_{pi} =$	1350 MPa	Tensione utile all'atto del rilascio trefoli
$\rho =$	0.25 %	Perdita per rilassamento a 1000 h dopo la messa in tensione
$\sigma_s < 0.90 \times f_{p(1)k} =$	1503 MPa	Tensione massima trefolo in fase iniziale
$\sigma_s < 0.80 \times f_{ptk} =$	1488 MPa	Tensione massima trefolo in fase iniziale
$\sigma_s < 0.80 \times f_{ptk} =$	1488 MPa	Tensione massima trefolo in fase finale con cadute di tensione

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi che seguono si riporta una breve descrizione ed una sintesi delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni rinvenuti nell'area di progetto fino alle profondità di interesse. I dati alla base della caratterizzazione geotecnica e sismica sono stati ottenuti dalle indagini in situ e di laboratorio. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica redatta nel corso della presente fase progettuale.

5.1 Definizione delle unità geotecniche individuate

5.1.1 Unità R – Riporti antropici

In superficie si individua la presenza estesa di terreni di riporto, relativi alle varie fasi urbanistiche-industriali dell'area di Bagnoli, caratterizzate da elementi tufacei eterometrici, in matrice limosa-cineritica e sparsi frammenti di elementi di origine antropica laterizi e calcestruzzo.

5.1.2 Unità LS – Limi sabbiosi

Inferiormente ai riporti, nella zona centrale della piana di Bagnoli, è presente un deposito limoso-sabbiosi e sabbioso-limoso di colore grigio-brunastro, con locali livelli organici.

5.1.3 Unità LST – Limi torbosi

Unità limosa con abbondante contenuto torboso e con spessori significativi, al di sotto della coltre dei terreni di riporto intercettata nel settore meridionale della piana, al piede della scarpata di Posillipo ed in corrispondenza dei sondaggi S. 27 w S. 28.

5.1.4 Unità SG – Sabbie limose-ghiaiose

Inferiormente ai limi sabbiosi sopra descritti, si passa a depositi con maggiore presenza sabbiosa grossolana e ghiaiosa, di colore marrone. Questa unità è stata intercettata sino alle massime profondità di esecuzione dei sondaggi geognostici (30 m) ed è stratigraficamente sovrastante il substrato tufaceo.

5.1.5 Unità ATN – Piroclastiti

Piroclastiti costituite prevalentemente da pomici e cineriti di colore grigiastro e riferibili a più fasi eruttive ed afferenti all'unità dei Litosoma Astroni (ATN). Questa unità affiora nelle zone settentrionali ed orientali della piana di Bagnoli, con presenza degli abitati di Bagnoli e di Cavalleggeri.

5.2 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto e sezione presa come riferimento

Sulla base dell'analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

litotipo	Densità - γ (kN/m ³)	Angolo di attrito - ϕ (°)	Coesione drenata - C' (kPa) (stimato da SPT)	Coesione non drenata - Cu (kPa)	Modulo Edometrico - Eed (MPa)	Modulo di deformazione - E' (MPa)
R - Riperti Antropici	15-16	33-36	0			20-50
LS – Limi sabbiosi	13-15	28-34	0-10		5-10	20-30
LST – Limi torbosi	13-15	24-28	0-10		2-3	20-25
SG – Sabbie limose-ghiaiose	15-18	35-38	0			40-70
ATN – Piroclastiti	12-17	26-30	10-30	100-400	10-20	

Tabella 1: Parametri di resistenza e di deformabilità delle unità individuate

Con riferimento al profilo geotecnico riportato di seguito sono state analizzate n.3 sezioni:

1. sezione stratigrafica n.1

- spessore strato rinterro pari a 4 m
- assenza di sovraccarico stradale
- terreno di fondazione SL – sabbie limose e limi sabbiosi con livelli organici

2. sezione stratigrafica n.2

- spessore strato rinterro pari a 1 m
- sovraccarico stradale $q = 20$ kPa
- terreno di fondazione SL – sabbie limose e limi sabbiosi con livelli organici

3. sezione stratigrafica n.3

- spessore strato rinterro pari a 1 m
- sovraccarico stradale $q = 20$ kPa
- terreno di fondazione LST –limi sabbiosi torbosi

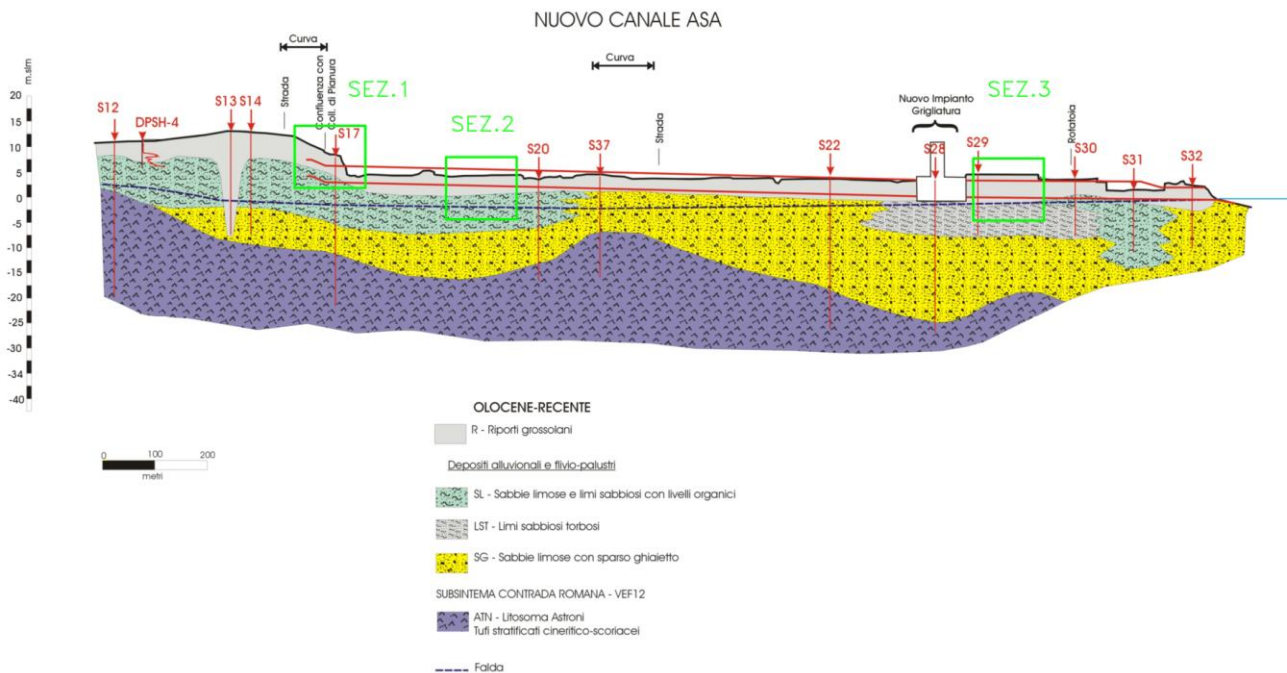


Fig. 10 – stralcio del profilo geotecnico di progetto con ubicazione indicativa dell'opera oggetto di calcolo

Con riferimento all'impianto Hub idrico di Coroglio è stata analizzata una ulteriore sezione, sezione n.4

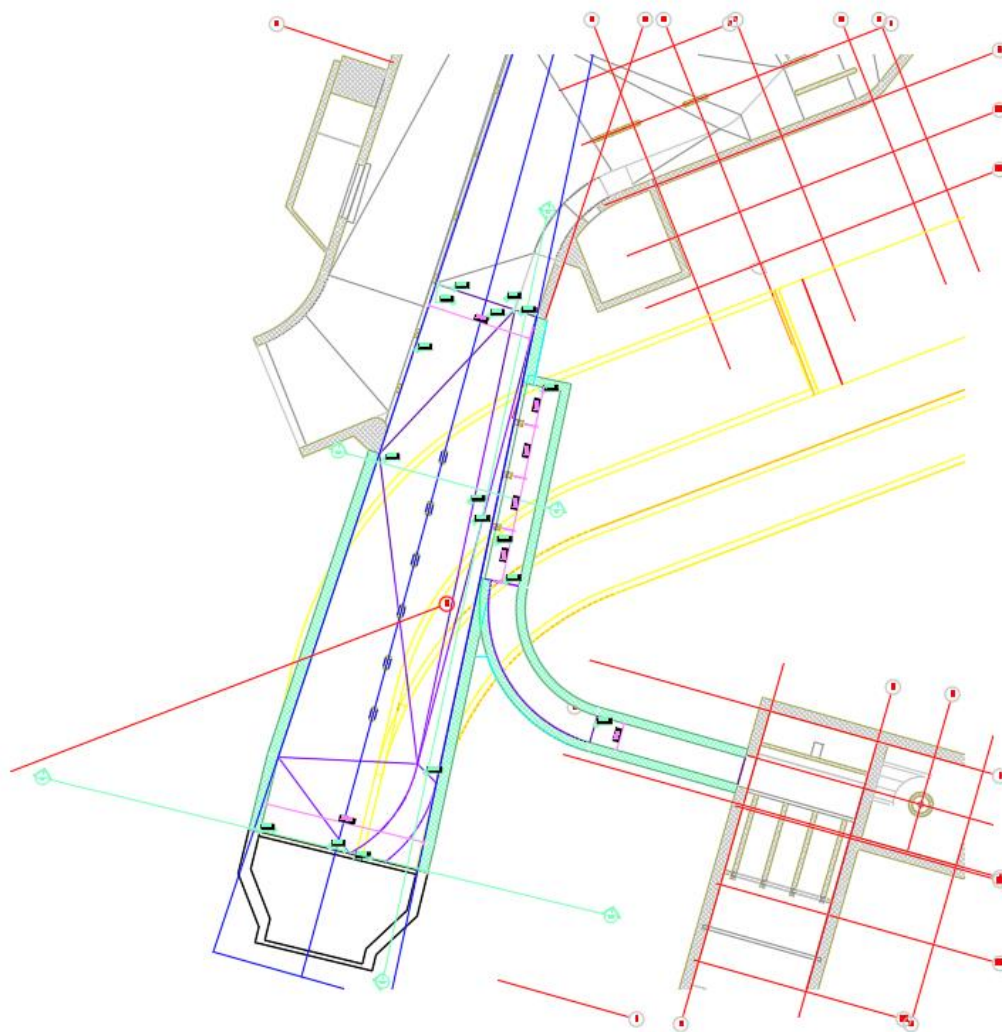


Fig. 11 – stralcio pianta Hub idrico di Coroglio

5.3 Falda e permeabilità delle unità geotecniche

Bagnoli-Fuorigrotta è caratterizzata dalla presenza di una falda idrica con quote di poco superiori al livello marino e che pertanto a profondità di pochi metri dal piano campagna, con gradiente che dai settori est drena verso la costa.

Nell'ambito della variabilità stagionale e storica delle quote piezometriche si riscontrano localmente livelli piezometriche con variabilità intorno a 0,3-0,8 m slm (circa alla profondità media di 3.5-4.0 m dal p.c.)

Si sottolinea che le misure piezometriche eseguite il 7 novembre 2022 hanno localmente rilevato una piezometrica di circa 0,3 m slm.

Dal punto di vista della permeabilità sono disponibili nell'ambito dei limi sabbiosi alcune prove Lefranc che rilevano una permeabilità intorno a $3 \cdot 10^{-5}$ e $1 \cdot 10^{-6}$ m/sec.

Data - rilievo	livello – m slm variazioni	livello – m slm valore di riferimento
2008 – De Vivo	circa 1,0	0,8
2019 – App Spec. 3	0,6-0,8	0,8
2020 – invitalia - luglio	0,6-0,8	0,7
2020 - invitalia -febbraio	0,8-1,0	0,9
2020 - invitalia -novembre	circa 0,5	0,5
2021 – invitalia -aprile	0,8-1,0	0,9
2022 – 7 novembre rilievo piezometri (pregressi e attuali)	0,2-0,5	0,3

Tabella 2: valori di permeabilità delle unità geotecniche

6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

6.1 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.2 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.4.1 delle NTC2018 la vita nominale V_N può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 12.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita Nominale minima [V_N]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 12 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

Tenendo conto delle indicazioni precedenti, per l'opera in oggetto è stata assunta una Vita nominale pari a $V_N = 50$ anni.

6.3 Classe d'uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U .

Facendo riferimento al punto 2.4.2 delle NTC2018 per l'opera in oggetto la classe d'uso a cui far riferimento sarà C = III, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

6.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento V_R da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

6.5 Tempo di ritorno dell'evento sismico

Fissato il periodo di riferimento V_R e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella n.4.3), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO – Stato limite di operatività (81%)	SLV – Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD – Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tab. 13 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento P_{VR}

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell'evento sismico:

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

6.6 Accelerazione massima su suolo roccioso

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse va determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC08 a cui si rimanda.

In particolare, il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_c):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito;

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto;

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (cfr. Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R , ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC2018; in particolare per le opere del tratto in esame, come riportato nelle tabelle 6.3 e 6.4 della relazione geotecnica per i diversi stati limite (SLD eSLV), si ha:

Le coordinate del sito in esame sono:

Longitudine:

Latitudine:

Si ricavano i parametri corrispondenti riportati nella seguente tabella.

Stato Limite	T_R anni	a_g g	F_0 -	T_C^* s
SLO	45	0.054	2.327	0.305
SLD	75	0.072	2.315	0.319
SLV	712	0.191	2.383	0.332
SLC	1462	0.240	2.470	0.334

6.7 Parametri di risentimento in superficie

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- Parametro S_S : Effetti stratigrafici;
- Parametro S_T : Effetti topografici.

6.7.1 Effetti stratigrafici

Il parametro S_S che tiene conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene calcolato in funzione della categoria di sottosuolo e della sismicità locale.

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue (vedere anche relazione geotecnica):

Categoria di suolo tipo **C**

- $S_S = 1.20$

6.7.2 Effetti topografici

Per quanto concerne gli effetti topografici si fa riferimento alla tabella n.3.2.VI delle NTC2018. Nel caso specifico in studio (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

- Categoria pendio: T1
- $S_T = 1.0$

6.8 Parametri sismici di calcolo

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{\max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_S ed S_T).

Si ottiene pertanto:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Parametri sismici ($V_R = 75$ anni)

$$a_g/g = 0.191$$

$$F_0 = 2.383$$

$$T_c^* = 0.332 \text{ s}$$

$$S_S = 1.426$$

$$C_c = 1.511$$

$S_T = 1.00$

$a_{max}/g = 0.2724$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
a_g	0.191	g
F_o	2.383	
T_C	0.332	s
S_S	1.426	
C_C	1.511	
S_T	1.000	
q	1.000	

Parametri dipendenti

S	1.426
η	1.000
T_B	0.167 s
T_C	0.502 s
T_D	2.366 s

6.9 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima "a_g" su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di "a_g" variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

- T ed S_e sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: S = S_s x S_T; S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti:

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 14 — Espressioni di S_s e C_s (NTC2018)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tab. 15 - Espressioni di S_T (NTC2018)

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione:

- $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione
- $T_c = C_c \cdot T_c^*$, dove C_c è il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ed è pari a $T_B = T_c / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$;
- a_g , F_0 e T_c^* sono i parametri già definiti al § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** In particolare, F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.

I valori di S_s , C_s e S_T e i valori dei periodi T_B , T_c e T_D sono riportati al paragrafo seguente.

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T e S_{ve} sono rispettivamente il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, mentre F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in funzione dell'accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_o , S , η sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono invece quelli riportati nella tabella seguente:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tab. 16 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale (NTC2018)

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \quad \text{45} \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \quad \text{75} \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \quad \text{712} \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \quad \text{1462} \end{array} \right.$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_B = 1.426$ $C_C = 1.511$ info

Categoria topografica info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.191 g
F_o	2.383
T_c	0.332 s
S_s	1.426
C_c	1.511
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.426
η	1.000
T_B	0.167 s
T_C	0.502 s
T_D	2.366 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.273
T_B ←	0.167	0.651
T_C ←	0.502	0.651
	0.591	0.553
	0.679	0.481
	0.768	0.425
	0.857	0.381
	0.946	0.345
	1.034	0.316
	1.123	0.291
	1.212	0.269
	1.301	0.251
	1.389	0.235
	1.478	0.221
	1.567	0.208
	1.656	0.197
	1.744	0.187
	1.833	0.178
	1.922	0.170
	2.011	0.162
	2.100	0.156
	2.188	0.149
	2.277	0.143
T_D ←	2.366	0.138
	2.444	0.129
	2.521	0.122
	2.599	0.114
	2.677	0.108
	2.755	0.102
	2.833	0.096
	2.911	0.091
	2.988	0.087
	3.066	0.082
	3.144	0.078
	3.222	0.074
	3.300	0.071
	3.377	0.068
	3.455	0.065
	3.533	0.062
	3.611	0.059
	3.689	0.057
	3.767	0.054
	3.844	0.052
	3.922	0.050
	4.000	0.048

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{SLV}	0.113 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.408
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{SLV}}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.113
T_v	0.050	0.270
T_c	0.150	0.270
	0.235	0.172
	0.320	0.126
	0.405	0.100
	0.490	0.083
	0.575	0.070
	0.660	0.061
	0.745	0.054
	0.830	0.049
	0.915	0.044
T_r	1.000	0.040
	1.094	0.034
	1.188	0.029
	1.281	0.025
	1.375	0.021
	1.469	0.019
	1.563	0.017
	1.656	0.015
	1.750	0.013
	1.844	0.012
	1.938	0.011
	2.031	0.010
	2.125	0.009
	2.219	0.008
	2.313	0.008
	2.406	0.007
	2.500	0.006
	2.594	0.006
	2.688	0.006
	2.781	0.005
	2.875	0.005
	2.969	0.005
	3.063	0.004
	3.156	0.004
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.003
	3.531	0.003
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.072 g
F_0	2.315
T_C	0.319 s
S_S	1.500
C_C	1.531
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.163 s
T_C	0.488 s
T_D	1.888 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C' \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.108
T_B ←	0.163	0.250
T_C ←	0.488	0.250
	0.555	0.220
	0.622	0.196
	0.688	0.177
	0.755	0.162
	0.822	0.149
	0.888	0.137
	0.955	0.128
	1.021	0.119
	1.088	0.112
	1.155	0.106
	1.221	0.100
	1.288	0.095
	1.355	0.090
	1.421	0.086
	1.488	0.082
	1.555	0.078
	1.621	0.075
	1.688	0.072
	1.755	0.070
	1.821	0.067
T_D ←	1.888	0.065
	1.988	0.058
	2.089	0.053
	2.190	0.048
	2.290	0.044
	2.391	0.040
	2.491	0.037
	2.592	0.034
	2.692	0.032
	2.793	0.030
	2.894	0.028
	2.994	0.026
	3.095	0.024
	3.195	0.023
	3.296	0.021
	3.397	0.020
	3.497	0.019
	3.598	0.018
	3.698	0.017
	3.799	0.016
	3.899	0.015
	4.000	0.014

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato IirSLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.026 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.838
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_{gv}}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.026
T_B	0.050	0.060
T_C	0.150	0.060
	0.235	0.039
	0.320	0.028
	0.405	0.022
	0.490	0.018
	0.575	0.016
	0.660	0.014
	0.745	0.012
	0.830	0.011
	0.915	0.010
T_D	1.000	0.009
	1.094	0.008
	1.188	0.006
	1.281	0.006
	1.375	0.005
	1.469	0.004
	1.563	0.004
	1.656	0.003
	1.750	0.003
	1.844	0.003
	1.938	0.002
	2.031	0.002
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.002
	2.406	0.002
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

6.10 Fattore di comportamento - SLV

Gli spettri di risposta di progetto allo SLV sono definiti a partire dagli spettri elastici, sostituendo al valore di "η", il valore del fattore di struttura "q".

Il valore del fattore di comportamento q per azioni orizzontali è determinato secondo quanto previsto nel paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018. In particolare, il fattore di struttura q ha la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento contenuto nella tabella 7.3.II delle NTC2018;
- K_R è il fattore dipendente dalla regolarità in elevazione della struttura ed assume valore 1 per strutture regolari in altezza e 0.8 per strutture non regolari in altezza.

Nel caso in esame secondo quanto indicato al paragrafo 7.4.3 delle NTC2018 la struttura è assimilabile alla tipologia "pendolo inverso" (almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale).

Adottando una classe di duttilità bassa (CD "B") si ha $q_0=1.5$. Essendo la struttura regolare in altezza si ha $K_R= 1$, quindi il fattore di comportamento per le azioni orizzontali assume valore pari a $q=1.5$.

Lo spettro di progetto per la componente verticale dell'azione sismica è determinato assumendo il fattore di comportamento $q=1.5$ secondo quanto indicato al paragrafo 7.3.1 delle NTC2018.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_v/α_1	3,0 α_v/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_v/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_v/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_v/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_v/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_v/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Tab. 17 – Tabella 7.3.II - valori massimi del valore base q_0 (NTC2018)

6.11 Spettri di progetto in accelerazione

Si riportano di seguito gli spettri SLV e SLD di progetto in accelerazione della componente orizzontale e verticale.

	SLV- orizzontale	SLV-verticale
ξ	5	5
q	1.5	1.5
η	1	1
η_q	0.667	0.667
ag/g	0.191	0.191
F0	2.383	2.383
FV	1.408	1.408
TC*	0.332	0.332
Cc	1.511	-
S _s	1.426	1
S _T	1	1
S	1.426	1.000
TB	0.167	0.050
TC	0.502	0.150
TD	2.366	1.000
suolo	C	C

	SLD- orizzontale	SLD-verticale
ξ	5	5
q	1	1
η	1	1
η_q	1.000	1.000
ag/g	0.072	0.072
F0	2.315	2.315
FV	0.838	0.838
TC*	0.319	0.319
Cc	1.531	-
S _s	1.5	1
S _T	1	1
S	1.500	1.000
TB	0.163	0.050
TC	0.488	0.150
TD	1.888	1.000
suolo	C	C

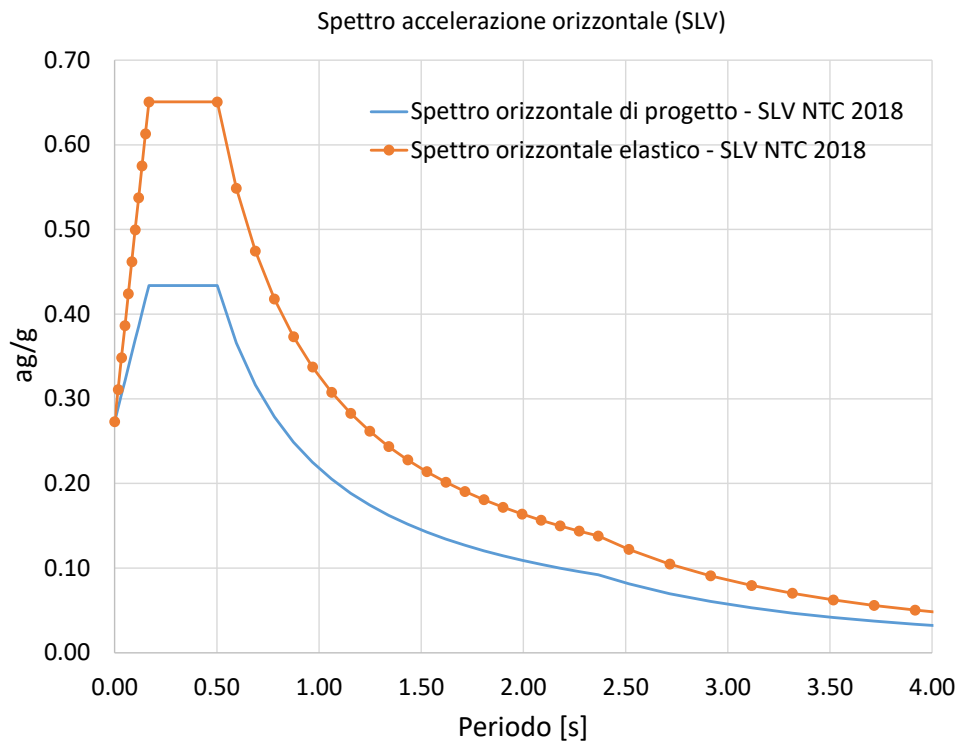


Figura 1 – Spettro SLV elastico e di progetto della componente orizzontale

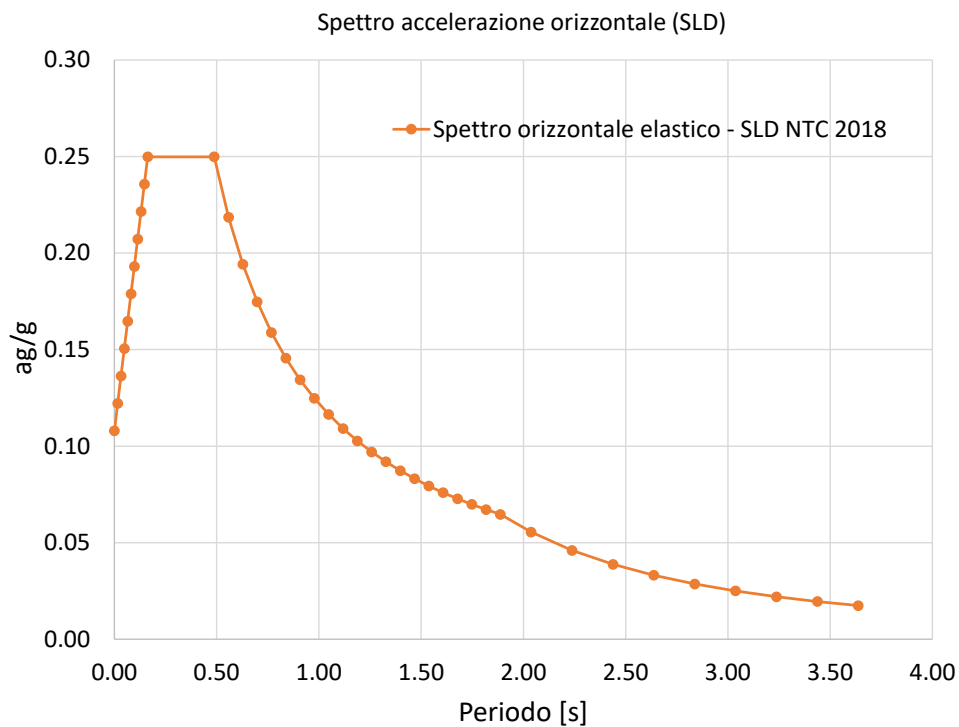


Figura 2 – Spettro SLD elastico della componente orizzontale

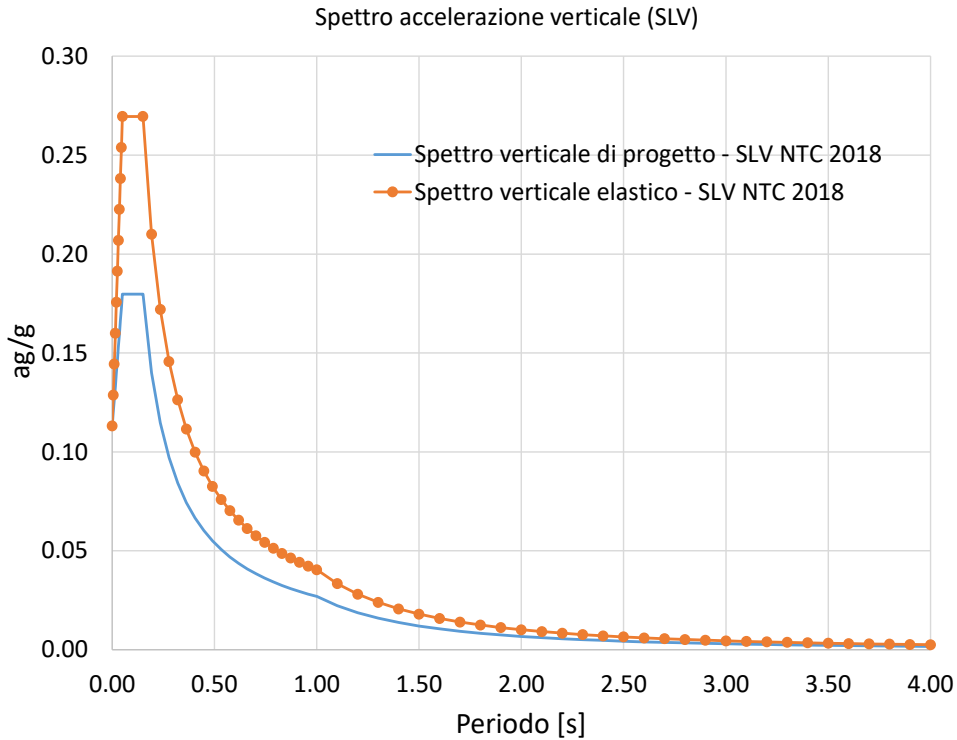


Figura 3 – Spettro SLV elastico e di progetto della componente verticale

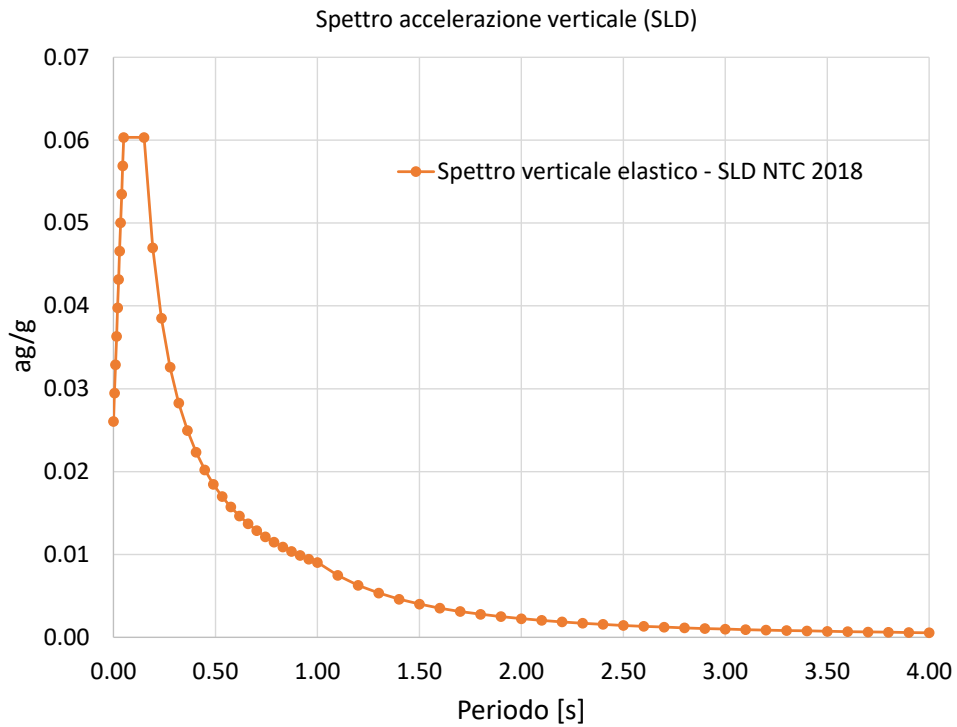


Figura 4 – Spettro SLD elastico della componente verticale

6.12 Direzioni di applicazione dell'azione sismica

Secondo quanto indicato al §3.2.3.1 delle NTC2018, l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali: due orizzontali, indicate con le lettere X e Y, e una verticale, indicata con la lettera Z. Queste tre componenti sono da considerarsi tra loro indipendenti.

Per le direzioni X e Y si fa riferimento alla componente orizzontale dello spettro. Per la direzione Z si fa invece riferimento alla componente verticale.

Nel caso in esame, le direzioni X' e Y' dell'azione sismica, sono state assunte coincidenti alle direzioni X e Y, rispettivamente, longitudinale e trasversale allo sviluppo dell'impalcato.

Si considerano agenti le masse relative ai pesi propri strutturali ed ai carichi permanenti portati.

L'azione sismica inerziale nelle 3 componenti spaziali è combinata come indicato nelle **NTC2018**, 7.3.5:

- $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$;
- $0.3E_x + E_y + 0.3E_z$;
- $0.3E_x + 0.3E_y + E_z$.

dove E_i rappresentano le componenti dell'azione sismica nelle 3 direzioni dello spazio.

7. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra **Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio**.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{M_i} e $\gamma_{F_j} = \gamma_{E_j}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R1

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.
- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_f			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_s .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto sono i seguenti:

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..).

8. CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

Di seguito si fornisce una descrizione generale dei criteri di modellazione adottati. I metodi di calcolo utilizzati e i relativi programmi di calcolo sono stati largamente utilizzati parallelamente e precedentemente al presente progetto e si ritiene pertanto che la pratica progettuale fornisca di per sé una approfondita e completa validazione degli stessi.

8.1 Metodologia di calcolo per le strutture

Le analisi numeriche per la valutazione degli effetti delle azioni sugli elementi strutturali delle strutture interne sono state effettuate tramite il codice di calcolo Midas Gen 2023 ver 2.1. Nei paragrafi a seguire viene illustrata una breve descrizione del programma.

Si tratta di un software strutturale agli elementi finiti distribuito da "MIDAS Information Technology Co.". Il programma consente di calcolare le sollecitazioni agenti sulle strutture comunque caricate; tutti i dati, inclusi i risultati, possono essere poi elaborati tramite esportazione in forma tabellare.

Per l'analisi delle strutture mediante suddetto software occorre definire:

1. lo schema statico che numericamente definisce la geometria, le proprietà, i carichi e i parametri di analisi per la struttura;
2. eseguire un'analisi del modello (statica o sismica pseudo-statica o modale)
3. analizzare i risultati delle analisi;

Il processo sopra descritto è di tipo iterativo che può coinvolgere diversi cicli della sequenza descritta. Lo step più importante nella creazione del modello include la definizione dei materiali, del tipo di elementi e della geometria. Ogni materiale ha il suo sistema di coordinate locali impiegate per definire le proprietà elastiche e termiche; gli assi del sistema locale del materiale sono denotati come assi 1, 2 e 3. Per definizione, il sistema di coordinate del materiale è allineato con il sistema di coordinate locale del singolo elemento.

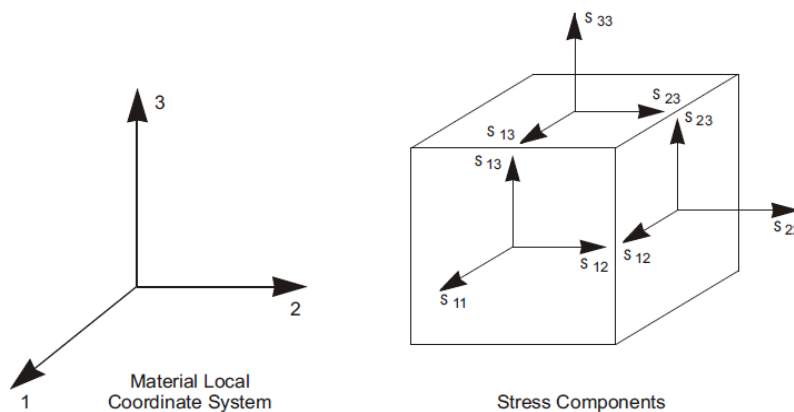


Fig. 18: Planimetria generale e inquadramento dell'opera

Gli elementi maggiormente impiegati nel progetto delle opere civili sono gli elementi beam e gli elementi shell.

Gli elementi *frame* sono estremamente versatili e possono essere impiegati per modellare travi, colonne, vincoli e puntoni nelle analisi piane e tridimensionali. L'elemento frame usa una formulazione generica tridimensionale che

include gli effetti di flessione biassiale, torsione, deformazione assiale e deformazione biassiale per taglio. Un elemento frame è modellato con una linea continua che connette due punti, la variazione della rigidezza flessionale o può essere lineare, parabolica o cubica sulla lunghezza dell'elemento; le proprietà assiali, di taglio, flessionali e di peso possono variare linearmente in ogni segmento.

Una frame section è un insieme di proprietà di materiali e geometriche che descrivono la sezione trasversale di uno o più elementi frames.

Le proprietà della sezione possono essere di due tipi:

- prismatiche – tutte le proprietà sono costanti sulla lunghezza dell'elemento
- non prismatiche – le proprietà possono cambiare sulla lunghezza dell'elemento.

Le strutture che possono essere modellate con questo tipo di elemento includono:

- frames bi e tridimensionali
- puntoni bi e tridimensionali
- griglie piane.

Gli elementi *shell* sono invece elementi areali impiegati per modellare un comportamento a membrana, a piastra o a guscio nelle strutture piane e tridimensionali.

Il materiale che costituisce la shell può essere omogeneo o "stratificato" lungo lo spessore. L'elemento shell è governato da una formulazione a 3 o 4 nodi che combina i comportamenti flessionali a membrana e a piastra.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà dei materiali, dei carichi e per interpretare i risultati.

Sono consentiti anche proprietà dei materiali ortotropiche e dipendenti dalla temperatura. Gli elementi shell possono essere caricati da carichi gravitativi e/o uniformi in qualunque direzione, da pressioni di superficie sulle facce superiore, inferiore o laterali, e da carichi dovuti a variazioni di deformata o di temperatura.

La formula di integrazione utilizzata per la rigidezza dell'elemento shell è a 4 nodi.

Lo stato tensionale e le forze e momenti interni sono calcolate 2-a-2 nei punti di integrazione di Gauss ed estrapolati ai nodi dell'elemento.

8.1.1 Definizione dei percorsi e dei casi di carico

Un percorso di carico è una specifica distribuzione di forze, spostamenti, temperature ed altri fattori che agisce sulla struttura. Un percorso di carico, per generare un effetto, deve essere applicato nei casi di carico. Un caso di carico definisce come i carichi vengono applicati alla struttura (ad esempio se in modo statico o dinamico), come risponde la struttura (ad esempio se in modo lineare o non lineare) e in che modo deve essere fatta l'analisi.

Un caso di carico definisce quanto carico deve essere applicato alla struttura e come la risposta della struttura debba essere calcolata.

9. CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per la verifica delle sezioni in conglomerato armato è stato utilizzato il codice di calcolo RC-SEC. Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.
-

9.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

9.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Il taglio resistente nelle sezioni in c.a. è stato calcolato considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza di}$$

calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha, \text{ valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere}$$

sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

9.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel §4.1.2.2 del D.M. 17-01-20. Sono stati considerati:

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

Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando:

- $\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.
- $\sigma_{s,max} = 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica

Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 19 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 20 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione frequente per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento w_1 per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

- $w_1 = 0.20 \text{ mm}$

Stato limite di deformazione

Le verifiche di deformazione si effettuano considerando la freccia massima della soletta superiore sotto l'azione dei carichi mobili e nella combinazione rara.

In particolare, per gli spostamenti verticali della soletta superiore si hanno i seguenti valori limite:

- $\delta = L/500$

10. ANALISI DEI CARICHI

10.1 Permanenti strutturali (G1)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e sono valutati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria della struttura e dai pesi specifici dei materiali.

Pesi propri

Peso specifico del calcestruzzo	γ_c	=	25,00	[kN/m ³]
---------------------------------	------------	---	-------	----------------------

Il peso dei differenti elementi strutturali riguarda:

- solette di fondazione;
- setti verticali;
- edificio prefabbricato in elevazione.

10.2 Permanenti strutturali (G1_getto)

Si considera un getto di completamento di spessore 5 cm sui tegoli prefabbricati di copertura dell'edificio.

Il carico è applicato agli elementi trave di copertura con interasse 2.30 m e 2.50 m. Il carico corrispondente è:

$$p_1 = 2.2 \times 0.05 \times 25 = 2.75 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 2.5 \times 0.05 \times 25 = 3.125 \text{ kN/m}$$

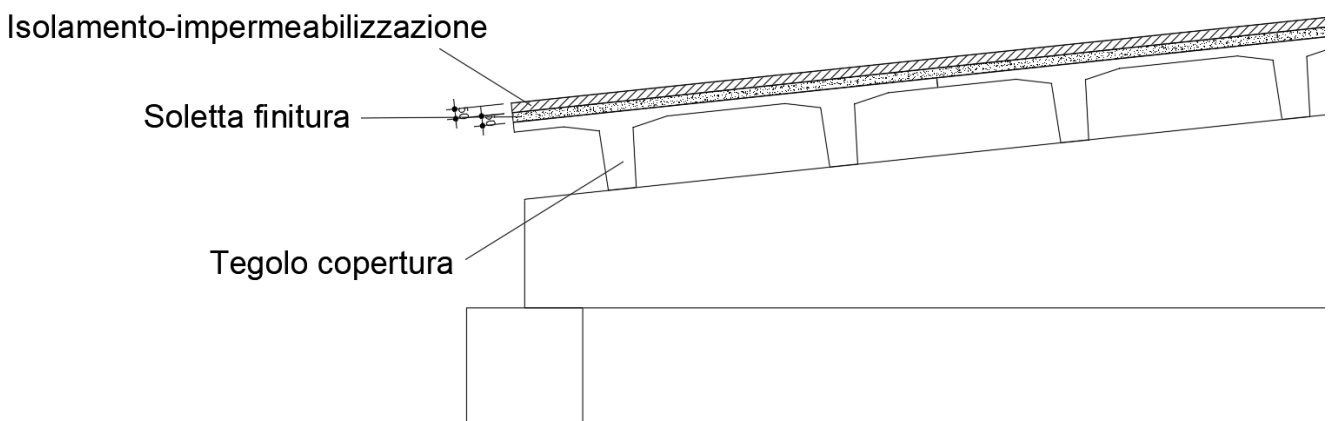


Fig. 21: Pacchetto di finitura copertura edificio

10.3 Permanenti non strutturali (G2)

I pesi permanenti non strutturali sono:

- Impermeabilizzazione e isolamento copertura;
- Peso dell'involucro facciate;

Nei seguenti paragrafi si descrivono nel dettaglio i carichi considerati.

10.3.1 Impermeabilizzazione e isolamento copertura

Si considera un peso pari a 1 kN/m².

Il carico è applicato agli elementi trave di copertura con interasse 2.20 m e 2.50 m. Il carico corrispondente è:

$$p_1 = 2.2 \times 1 = 2.20 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 2.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/m}$$

10.3.2 Peso involucro facciate edificio prefabbricato

Si prevede un rivestimento dell'edificio con pannelli sandwich del peso pari a 20 kg/m², si ipotizza inoltre una struttura in acciaio di supporto con incidenza pari a 30 kg/m². Il peso complessivo di 50 kg/m² è applicato ai pilastri in funzione del loro interasse.

10.4 Spinta statica del terreno (ST)

Le spinte statiche del terreno sono distinte in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni che le producono. L'entità della spinta del terreno sull'opera è determinata a partire dalla condizione di spinta a riposo.

Le strutture interrato sono sollecitate dalle spinte del terreno unità R – riporti antropici con angolo di attrito $\phi=33^\circ$ e coesione $c = 0$ kPa. Si considera a favore di sicurezza un peso specifico pari a $\gamma = 20$ kN/m³.

$k_{0,A} = 1 - \tan \phi = 0.455$ (coefficiente spinta a riposo terreno unità R)

La spinta delle terre è variabile linearmente con gradiente:

$k_0 \times \gamma$ per terreni sopra la quota di falda (-3.5 m da piano campagna)

$k_0 \times (\gamma - \gamma_w)$ per terreni sotto la quota di falda

10.5 Spinta dell'acqua

Dalle letture piezometriche dei sondaggi in prossimità dell'impianto di grigliatura si ricava una profondità della falda pari a 0.8 m s.l.m. (sondaggio S29) con una profondità dal piano campagna di circa 6 m.

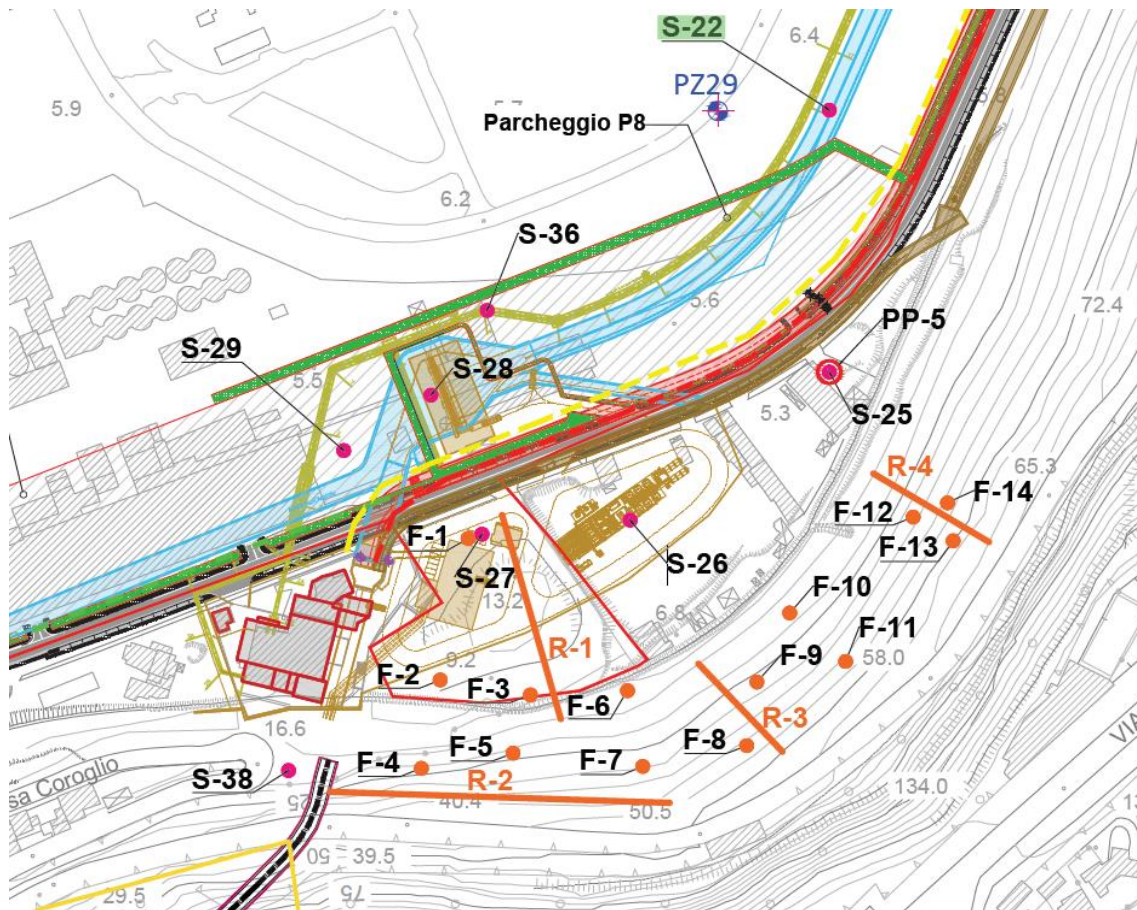


Fig. 22: Ubicazione sondaggi con piezometro

L'altezza di spinta dell'acqua sulle pareti esterne è determinata a partire dalla quota di falda pari a circa 2.3 m da l piano campagna. Si considera un peso dell'unità di volume dell'acqua pari a $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Lo schema di applicazione della spinta dell'acqua è riportato nella figura seguente.

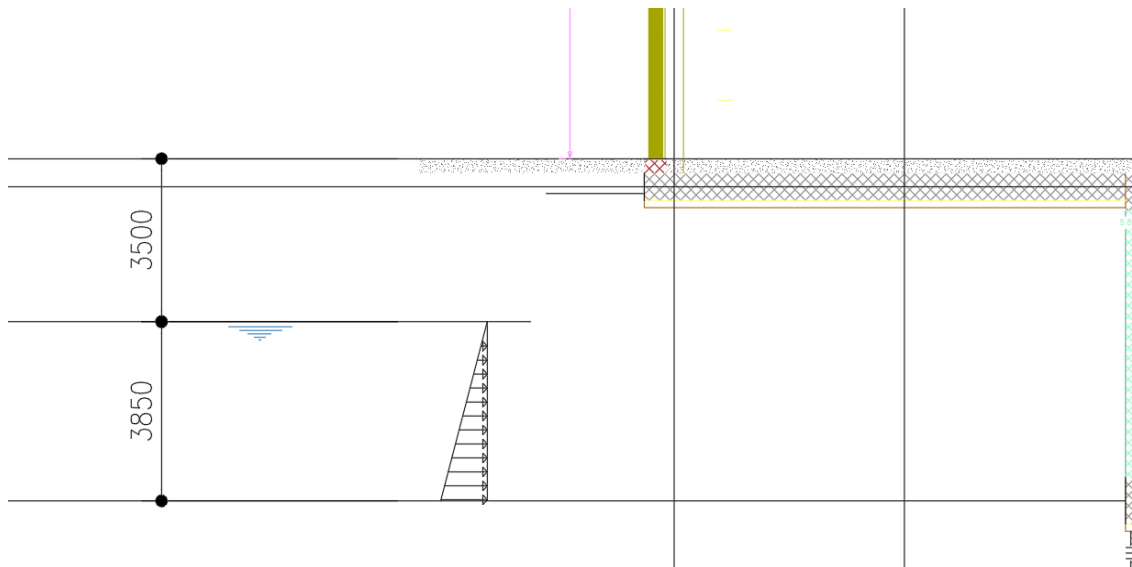


Fig. 23: Spinta dell'acqua sulle pareti esterne

Sulle pareti interne di rivestimento si considera una distribuzione di pressioni idrostatiche dovute alla presenza dall'acqua all'interno delle vasche per un'altezza pari a 5.35 m, coerentemente allo schema riportato nella figura seguente, considerando un riempimento di massetto pari a 0.60 m. Il carico dell'acqua agisce come spinta sulle pareti esterne e come carico verticale sulla soletta. Nelle analisi si considerano due condizioni: la prima con l'acqua assente all'interno delle vasche e la seconda con acqua presente all'interno delle vasche con riempimento massimo come riportato nello schema seguente.

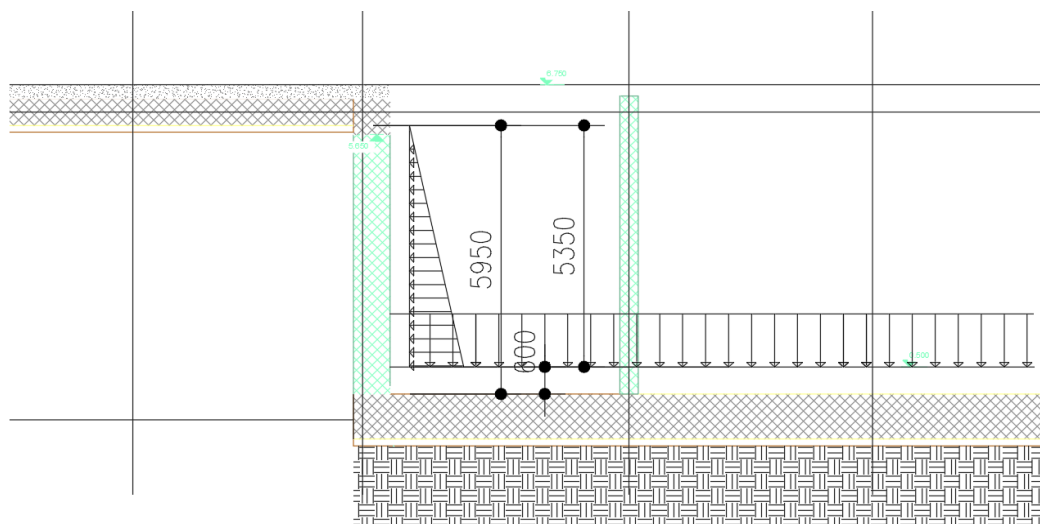


Fig. 24: Spinta dell'acqua sulle pareti interne

Vista l'entità modesta delle spinte esterne dell'acqua non si considera, a favore di sicurezza per le strutture interne, la presenza della sottospinta dell'acqua al di sotto della soletta di fondazione.

10.6 Sovraccarico accidentale da traffico stradale

Si considera un carico stradale distribuito pari a 20 kN/m^2 agente sulla soletta superiore nelle aree evidenziate nella figura seguente.

Fig. 25: Area di applicazione carico da traffico

10.7 Carico variabile manutenzione (Q1)

Si considera il carico variabile di manutenzione sulla copertura dell'edificio prefabbricato.

Il carico variabile di manutenzione sulla copertura è assunto pari a 0.50 kN/m² conformemente a quanto indicato tabella 3.1.II delle NTC2018 (categoria H).

Considerando l'interasse degli elementi prefabbricati di copertura pari a 2.50 m e 2.20 m si ha un carico distribuito pari a:

$$0.50 \times 2.50 = 1.250 \text{ kN/m (carico su tegolo di copertura)}$$

$$0.50 \times 2.20 = 1.100 \text{ kN/m (carico su tegolo di copertura)}$$

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
 ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Tabella 3 – Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

10.8 Vento (Q2)

L'azione del vento è determinata secondo NTC2018, Circolare CSLLPP n.7 21/01/2019 e CNR-DT-R1-2018. In particolare, sono considerate le indicazioni nei paragrafi G.2 e G.4 della norma CNR-DT-R1-2018.

Si riportano le tabelle di normativa e gli schemi utilizzati per il calcolo dell'azione del vento insieme al dettaglio del calcolo.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

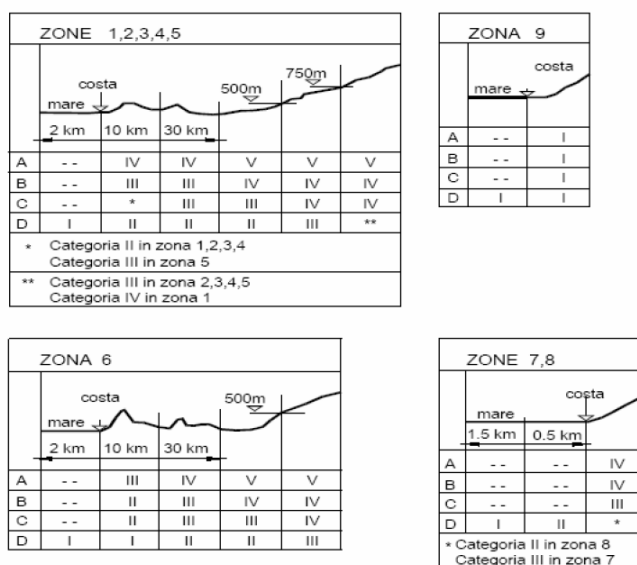


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

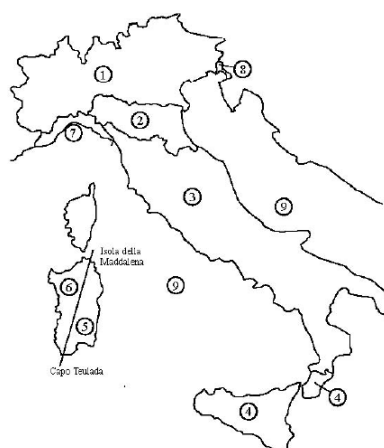


Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Il vento esercita sulle due facce delle superfici dell'edificio una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna c_{pe} ed interna c_{pi} .

In favore di sicurezza, si trascura la presenza degli edifici adiacenti alla struttura oggetto di studio. Per le pressioni esterne esercitate sulle facce dell'edificio si prende a riferimento lo schema e i valori dei coefficienti di pressione esterna come riportato nella seguente figura.

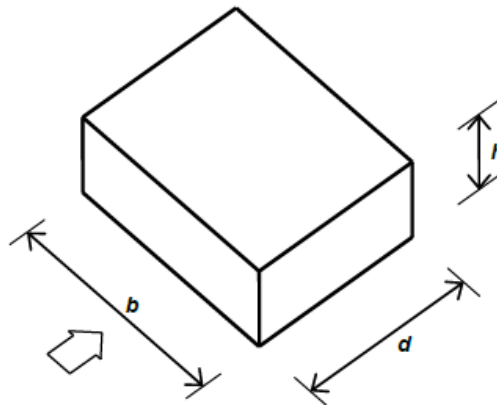


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

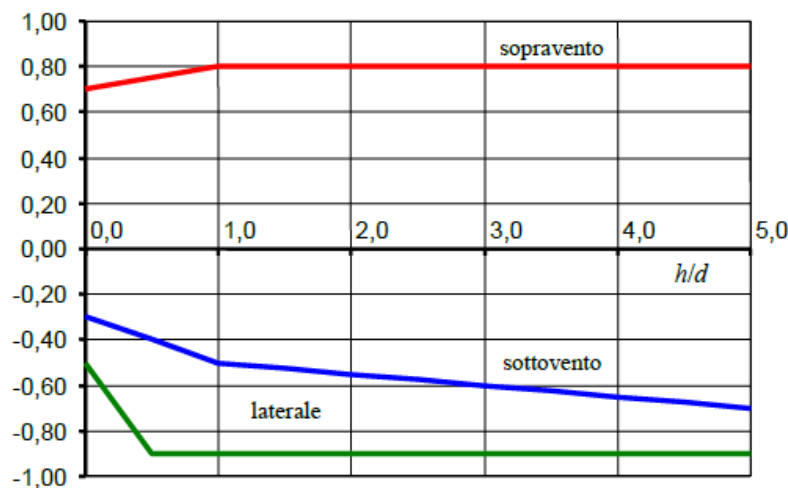


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Fig. 26: Coefficienti di pressione esterna c_{ep} per le facce laterali dell'edificio

Fig. 27: Schemi di riferimento calcolo azione del vento su facce laterali

Per le pressioni esterne esercitate sulla copertura dell'edificio si prendono in considerazione tre casi:

- Caso 1 (condizione di carico vento Q_{2x+} , Q_{2x-}): vento nella direzione parallelo alla linea di colmo della copertura per le quali valgono le prescrizioni fornite nel paragrafo nel paragrafo G2.3.3 di CNR-DT 207 R1/2018 (coperture a doppia falda) e richiamate nel paragrafo G2.3.5 di CNR-DT 207 R1/2018 (coperture a falde multiple). Gli schemi di riferimento e i coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti.

Fig. 28: Schemi di riferimento calcolo azione del vento su coperture per vento parallelo alla linea di colmo

Tabella G.VI – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$):
vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h ($c_{pe,A}$)	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone ($c_{pe,B}$):	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,B} = -0,8$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe,B} = -0,533 + \alpha/112,5$
	$15^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,4$

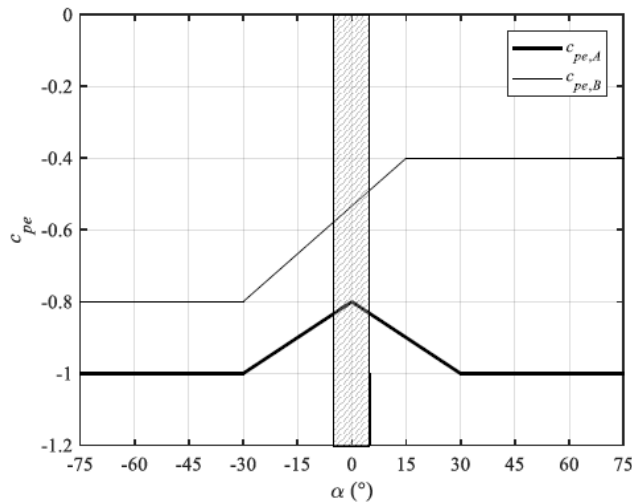


Figura G.11 – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo.

Fig. 29: Tabella G.IV CNR-DT 207 R1/2018– Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda per vento parallelo alla linea di colmo

Caso 2 (condizione di carico vento Q2y+): vento nella direzione ortogonale alla direzione del colmo per il quale valgono le prescrizioni fornite nel paragrafo G2.3.3. di CNR-DT 207 R1/2018 (copertura a semplice falda) e richiamate nel paragrafo G2.3.5 di CNR-DT 207 R1/2018 (coperture a falde multiple) per cui si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo G.2.3.3 (coperture a doppia falda con inclinazione negativa). Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0.8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0.6 nei tratti successivi. Gli schemi di riferimento e i coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti.

Fig. 30: Schemi di riferimento calcolo azione del vento su coperture per vento perpendicolare alla linea di colmo (condizione di carico Q2ya)

Fig. 31: Tabella G.III CNR-DT 207 R1/2018– Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda per vento ortogonale alla linea di colmo (condizione di carico Q2y+)

- Caso 3 (condizione di carico vento Q2y-): vento nella direzione ortogonale alla direzione del colmo, ma opposta al Caso 2, per le quali valgono le prescrizioni fornite nel paragrafo G2.3.2. di CNR-DT 207

R1/2018 (copertura a semplice falda) e richiamate nel paragrafo G2.3.5 di CNR-DT 207 R1/2018 (coperture a falde multiple). Si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopra-vento) i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo G.2.3.2 (coperture a semplice falda con inclinazione positiva). Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo G.2.3.3 (coperture a doppia falda con inclinazione negativa); tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura. Gli schemi di riferimento e i coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti.

Fig. 32: Schemi di riferimento calcolo azione del vento su coperture per vento perpendicolare alla linea di colmo (condizione di carico Q2yb)

Tabella G.III – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^{\circ}$):
vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^{\circ}$	$c_{pe} = -0,5$	$0^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$ $45^{\circ} \leq \alpha \leq 75^{\circ}$	$c_{pe} = + \alpha/75$ $c_{pe} = + 0,6 + (\alpha - 45)/150$
$-60^{\circ} \leq \alpha \leq -15^{\circ}$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$		
$-15^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$		
$30^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$		

Fig. 33: Tabella G.III CNR-DT 207 R1/2018– Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda per vento ortogonale alla linea di colmo (condizione di carico Q2y-)

Si riporta il dettaglio del calcolo delle azioni del vento per le superfici esterne e la copertura

Azione del vento secondo NTC2018 - CNR-DT-R1-2018				
Struttura Edificio TAF3				
Categoria sito	=	II	[-]	Tab. N.A.2 EN 1991-1-4 appendice nazionale
Classe di rugosità	=	D	[-]	Tab. 3.3.III NTC2018
Zona	=	3	[-]	Fig. 3.3.1 NTC2018
a_s	=	10	[m]	Quota sito
$V_{b,0}$	=	27	[m/s]	Velocità di riferimento (Tab 3.3.I NTC2018)
a_0	=	500	[m]	Quota di riferimento (Tab 3.3.I NTC2018)
k_s	=	0.37	[1/s]	Parametro di riferimento (Tab 3.3.I NTC2018)
c_a	=	1	[-]	Coefficiente di altitudine (Par. 3.3.1 NTC2018)
$V_b = V_{b,0} * c_a$	=	27	[m/s]	Velocità base del vento (formula [3.3.1] NTC2018)

T_r	=	50	[anni]	Periodo di ritorno azione
$c_r=0.75*\{1-0.2*\ln[-\ln(1-1/T_r)]\}^{0.5}$	=	1.000	[-]	Coefficiente di probabilità (formula [3.3.3] NTC2018)
$V_r=V_b*c_r$	=	27.00	[m/s]	Velocità base del vento (formula [3.3.2] NTC2018)
k_r	=	0.19	[-]	Coefficiente di rugosità (Tab. 3.3.II NTC2018)
z_0	=	0.05	[m]	Lunghezza di rugosità (Tab. 3.3.II NTC2018)
z_{min}	=	4	[m]	Quota minima di riferimento (Tab. 3.3.II NTC2018)
z	=	8.1	[m]	Altezza opera da quota fondazioni
c_t	=	1	[-]	Coefficiente di topografia (Par. 3.3.7 NTC2018)
$c_e(z)=k_r^2*c_t*\ln(z/z_0)*[7+c_t*\ln(z/z_0)]$	=	2.220	[-]	Coefficiente di esposizione (formula 3.3.7 NTC2018)
$c_e(z_{min})=k_r^2*c_t*\ln(z_{min}/z_0)*[7+c_t*\ln(z_{min}/z_0)]$	=	1.801	[-]	Coefficiente di esposizione per z_{min} (formula 3.3.7 NTC2018)
$c_e(z)$	=	2.220	[-]	Coefficiente di esposizione per la quota della struttura (formula 3.3.7 NTC2018)
ρ	=	1.25	[kg/m ³]	Densità dell'aria
$q_r=1/2*\rho*V_r^2$	=	455.6	[N/m ²]	Pressione cinetica di riferimento (formula [3.3.6] NTC2018)
c_d	=	1	[-]	Coefficiente dinamico (Par. 3.3.9 NTC2018)
Vento direzione X (Q2x+, Q2x-) - parallelo alla linea di colmo				
b	=	32.0	[m]	Base edificio
d	=	65.4	[m]	Profondità edificio
h	=	8.1	[m]	Altezza edificio
h/d	=	0.124	[-]	
c_{pe}	=	0.712	[-]	Coefficiente di forza faccia sopravvento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*c_e*c_{pe}*c_d$	=	0.721	[kN/m ²]	Pressione del vento faccia sopravvento (formula 3.3.4 NTC2018)
c_{pe}	=	-0.599	[-]	Coefficiente di forza facce laterali (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*c_e*c_{pe}*c_d$	=	0.606	[kN/m ²]	Pressione del vento facce laterali (formula 3.3.4 NTC2018)
c_{pe}	=	-0.325	[-]	Coefficiente di forza faccia sottovento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r*c_e*c_{pe}*c_d$	=	0.329	[kN/m ²]	Pressione del vento faccia sottovento (formula 3.3.4 NTC2018)
α	=	6.00	[°]	Inclinazione falda
$c_{pe,A}$	=	-	[-]	Coefficiente di forza copertura

		0.840		zona A (Tabella G.VI CNR-DT 207 R1/2018)
$C_{pe,B}$	=	- 0.480	[-]	Coefficiente di forza copertura zona B (Tabella G.VI CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe,A} * C_d$	=	- 0.850	[kN/m ²]	Pressione del vento copertura zona A (formula 3.3.4 NTC2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe,B} * C_d$	=	- 0.485	[kN/m ²]	Pressione del vento copertura zona B (formula 3.3.4 NTC2018)
Vento direzione Y (Q2y+) - perpendicolare alla linea di colmo				
b	=	65.4	[m]	Base edificio
d	=	32.0	[m]	Profondità edificio
h	=	8.1	[m]	Altezza edificio
h/d	=	0.253	[-]	
C_{pe}	=	0.725	[-]	Coefficiente di forza faccia sopravvento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	0.734	[kN/m ²]	Pressione del vento faccia sopravvento (formula 3.3.4 NTC2018)
C_{pe}	=	- 0.703	[-]	Coefficiente di forza facce laterali (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	- 0.711	[kN/m ²]	Pressione del vento facce laterali (formula 3.3.4 NTC2018)
C_{pe}	=	- 0.351	[-]	Coefficiente di forza faccia sottovento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	- 0.355	[kN/m ²]	Pressione del vento faccia sottovento (formula 3.3.4 NTC2018)
α	=	-6.00	[°]	Inclinazione falda
C_{pe}	=	- 0.880	[-]	Coefficiente di forza copertura valori negativi (Tabella G.III CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	- 0.890	[kN/m ²]	Pressione del vento copertura valori negativi (formula 3.3.4 NTC2018) - prima e seconda campata
$p=q_r * C_e * 0.8 * C_{pe} * C_d$	=	- 0.712	[kN/m ²]	Pressione del vento copertura valori negativi (formula 3.3.4 NTC2018) - terza campata
Vento direzione Y (Q2y-) - perpendicolare alla linea di colmo				
b	=	65.4	[m]	Base edificio
d	=	32.0	[m]	Profondità edificio
h	=	8.1	[m]	Altezza edificio
h/d	=	0.253	[-]	
C_{pe}	=	0.725	[-]	Coefficiente di forza faccia sopravvento (Tabella G.I CNR-DT

				207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	0.734	[kN/m ²]	Pressione del vento faccia sopravvento (formula 3.3.4 NTC2018)
C_{pe}	=	-0.703	[-]	Coefficiente di forza facce laterali (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	0.711	[kN/m ²]	Pressione del vento facce laterali (formula 3.3.4 NTC2018)
C_{pe}	=	-0.351	[-]	Coefficiente di forza faccia sottovento (Tabella G.I CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe} * C_d$	=	0.355	[kN/m ²]	Pressione del vento faccia sottovento (formula 3.3.4 NTC2018)
α	=	6.00	[°]	Inclinazione falda prima campata
α	=	-6.00	[°]	Inclinazione falda seconda e terza falda
$C_{pe(1)}$	=	0.720	[-]	Coefficiente di forza copertura valori negativi (Tabella G.III CNR-DT 207 R1/2018)
$C_{pe(2)}$	=	0.880	[-]	Coefficiente di forza copertura valori negativi (Tabella G.V CNR-DT 207 R1/2018)
$p=q_r * C_e * C_{pe(1)} * C_d$	=	0.728	[kN/m ²]	Pressione del vento copertura valori negativi (formula 3.3.4 NTC2018) - prima campata
$p=q_r * C_e * C_{pe(2)} * C_d$	=	0.712	[kN/m ²]	Pressione del vento copertura valori negativi (formula 3.3.4 NTC2018) - seconda e terza campata

Le forze nel modello agli elementi finiti vengono applicate in funzione delle distanze tra gli elementi strutturali per aree di influenza.

	Facciata sopravvento	Facciata sottovento	Facciata laterale
Dy	Q2x+(Q2x-)	Q2x+(Q2x-)	Q2x+(Q2x-)
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
3.85	2.774	-1.265	-2.787
7.95	5.729	-2.612	-5.575
7.95	5.729	-2.612	-5.575
7.55	5.440	-2.480	-5.575
3.7	2.666	-1.215	-5.575
			-5.666
			-5.575

			-2.697
--	--	--	--------

	Facciata	Facciata	Facciata
	sopravento	sottovento	laterale
Dx	Q2y+(Q2y-)	Q2y+(Q2y-)	Q2y+(Q2y-)
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
4.6	3.375	-1.631	-2.736
9.2	6.750	-3.263	-5.649
9.2	6.750	-3.263	-5.649
9.200	6.750	-3.263	-5.365
9.200	6.750	-3.263	-2.629
9.350	6.860	-3.316	
9.200	6.750	-3.263	
4.450	3.265	-1.578	

	Copertura	Copertura
	zona A	zona B
i	Q2x+ (Q2x-)	Q2x+ (Q2x-)
[m]	[kN/m]	[kN/m]
2.2	-1.869	-1.067
2.5	-2.124	-1.213

	Copertura	Copertura
	prima e seconda falda	Terza falda
i	Q2y+	Q2y+
[m]	[kN/m]	[kN/m]
2.2	-1.958	-1.567
2.5	-2.225	-1.780

	Copertura	Copertura
	prima falda	seconda e terza falda

i	Q2y-	Q2y-
[m]	[kN/m]	[kN/m]
2.2	-1.602	-1.567
2.5	-1.821	-1.780

10.9 Neve (Q3)

L'azione della neve è valutata seguendo le disposizioni del paragrafo 3.4 delle NTC2018 e del paragrafo C.3.4.3 della Circolare n.7 2019 per il caso di coperture a più falde. L'azione della neve è assimilata ad un carico distribuito sul solaio di copertura di inclinazione trasversale pari a 6°. Il carico è dato dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

μ_i è il coefficiente di forma della copertura (par. 3.4.3 NTC2018);

q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni [kN/m²] (par. 3.4.2 NTC2018)

C_E è il coefficiente di esposizione (par. 3.4.4 NTC2018)

C_t è il coefficiente termico (par. 3.4.5 NTC2018)

Si considera il caso di copertura a più falde con inclinazioni delle falde pari a $\alpha=6^\circ$ secondo quanto previsto nel paragrafo C.3.4.3 della Circolare n.7 - 2019. Lo schema di riferimento per il calcolo dell'azione è riportato nella figura seguente. Si individuano due casi, nel modello indicati come Q3a e Q3.

Figura 5 – Schema di riferimento per calcolo azione da neve

Tabella C3.4.I - Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Figura 6 – Tabella C3.4.I Circolare n.7 - 2019 – coefficiente di forma μ

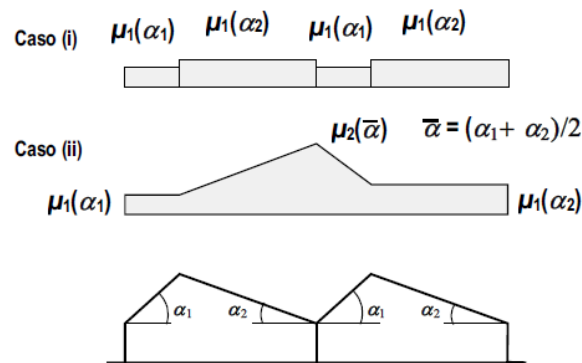


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

Figura 7 – Figure C3.4.3 Circolare n.7 C.C.LL.PP. 21 gennaio 2019 – coperture e più falde

Si riporta il calcolo di dettaglio del carico dovuto alla neve.

Carico da neve - caso a (Q3a)

q_{sk}	=	0.60	[kN/m ²]	zona III, paragrafo 3.4.2 NTC2018 (Provincia di Napoli)
a_s	=	10	[m]	Altitudine sul livello del mare del sito di riferimento
C_E	=	1	[m]	Coefficiente di esposizione Tabella 3.4.I NTC2018
C_t	=	1	[-]	Coefficiente termico, paragrafo 3.4.4 NTC2018
α_2	=	6	[°]	Angolo inclinazione falda
$\mu_1(\alpha_2)$	=	0.8	[-]	Coefficiente di forma tabella C3.4.I Circolare 7 gennaio 2019
$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$	=	0.480	[kN/m ²]	Carico da neve

Carico da neve - caso b (Q3b)

q_{sk}	=	0.60	[kN/m ²]	zona III, paragrafo 3.4.2 NTC2018 (Provincia di Napoli)
a_s	=	10	[m]	Altitudine sul livello del mare del sito di riferimento
C_E	=	1	[m]	Coefficiente di esposizione Tabella 3.4.I NTC2018
C_t	=	1	[-]	Coefficiente termico, paragrafo 3.4.4 NTC2018
α_1	=	6	[°]	Angolo inclinazione falda
α_2	=	6	[°]	Angolo inclinazione falda
$\alpha_m = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$	=	6.00	[°]	Angolo inclinazione medio
$\mu_1(\alpha_1)$	=	0.8	[-]	Coefficiente di forma tabella C3.4.I Circolare 7 gennaio 2019
$\mu_1(\alpha_2)$	=	0.8	[-]	Coefficiente di forma tabella C3.4.I Circolare 7 gennaio 2020
$\mu_2(\alpha_m)$	=	0.96	[-]	Coefficiente di forma tabella C3.4.I Circolare 7 gennaio 2019

$$q_s(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_1) \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.480 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Carico da neve falda inclinata con angolo } \alpha_1$$

$$q_s(\alpha_2) = \mu_1(\alpha_2) \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.480 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Carico da neve falda inclinata con angolo } \alpha_2$$

$$q_s(\alpha_m) = \mu_2(\alpha_m) \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.576 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Carico da neve falda inclinata con angolo } \alpha_m$$

Considerando l'interasse dei tegoli di copertura pari a 2.5 m e 2.20 m si ha un carico distribuito pari a:

$$q(Q3) = 0.48 \times 2.50 = 1.20 \text{ kN/m}$$

$$q(Q3) = 0.48 \times 2.20 = 1.056 \text{ kN/m}$$

10.10 Azione del sisma

Coerentemente con la modalità di analisi sismica pseudostatica adottata, sono stati determinati i coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v che moltiplicati per le forze di gravità agenti sull'opera rappresentano le forze statiche equivalenti a quelle sismiche. A tale scopo si è fatto riferimento a quanto riportato nel §7.11.6.2.1 nel caso delle opere di sostegno, utilizzando le seguenti equazioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $a_{\max} = S \cdot a_g$ Accelerazione massima di riferimento del sito;
- $\beta_m = 1$ coefficiente funzione della categoria del sottosuolo, unitario nel caso di strutture che non siano in grado subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Nel caso in esame, data la tipologia di opera, si è assunto un coefficiente β_m unitario e si ha:

- $k_h = 0.273$
- $k_v = 0.1365$

10.10.1 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza delle pareti verticali.

Si considerano due altezze di applicazione delle sovrappinte sismiche

Fig. 34 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica del terreno

Considerando l'accelerazione al sito pari a $a_g \times S = 0.273 g$, il peso specifico del terreno pari a $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, le altezze $H_1 = 4.10 \text{ m}$, $H_2 = 5.10 \text{ m}$, $H_3 = 1.65 \text{ m}$, $H_4 = 3.25 \text{ m}$ e $H_5 = 2.1$ si ha:

γ	20	kN/m^3
$a_g \times S$	0.273	g
H_1	4.1	m
H_2	5.1	m
H_3	1.65	m
H_4	3.25	m

H ₅	2.1	m
$\Delta P_{H_1} = \rho g \times S \times \gamma \times H_1$	22.39	kN/m ²
$\Delta P_{H_2} = \rho g \times S \times \gamma \times H_2$	27.85	kN/m ²
$\Delta P_{H_3} = \rho g \times S \times \gamma \times H_3$	9.01	kN/m ²
$\Delta P_{H_4} = \rho g \times S \times \gamma \times H_4$	17.75	kN/m ²
$\Delta P_{H_5} = \rho g \times S \times \gamma \times H_5$	11.47	kN/m ²

10.11 Condizioni di carico elementari

Si riportano di seguito l'elenco dei carichi elementari considerati nel modello strutturale agli elementi finiti analizzato.

1	G1	peso proprio
2	G1_getto	getto cls copertura
3	G2	permanenti non strutturali terreno massetto
4	ST_statica	spinta terreno statica
5	W_estrena	spinta acqua muri perimetrali
6	W_interna	spinta acqua muri interni
7	Q_stradale	Carico variabile su soletta dovuta ai veicoli
8	Q2x+	vento X+
9	Q2y+	vento Y+
10	Q2x-	vento X-
11	Q2y-	vento Y-
12	Q3	Neve
13	Q1	manutenzione copertura
14	SismaX+	sisma in direzione X+ (SLV_X+)
15	SismaY+	sisma in direzione Y+ (SLV_Y+)
16	SismaZ+	sisma in direzione Z+ (SLV_Z+)
17	SismaX-	sisma in direzione X- (SLV_X-)
18	SismaY-	sisma in direzione Y- (SLV_Y-)
19	SismaZ-	sisma in direzione Z- (SLV_Z-)
20	WOOD_X+	sovraspinta sismica terreno
21	WOOD_Y+	sovraspinta sismica terreno
22	WOOD_X-	sovraspinta sismica terreno
23	WOOD_Y-	sovraspinta sismica terreno

10.12 Combinazioni dei carichi

Le combinazioni di carico sono stabilite per i diversi stati limite le indicazioni delle NTC2018 al paragrafo 2.5.3 con i coefficienti di combinazione determinati in base alle tabelle 2.5.I, 2.6.I. e 6.2.I. I coefficienti di combinazione per le azioni dovute al traffico sono determinati in base alle tabelle 5.1.V e 5.1.VI.

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Q} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLUO1	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125						1.5										
SLUO2	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125	0.90				0.75	1.5										
SLUO3	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125		0.90			0.75	1.5										
SLUO4	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125			0.90		0.75	1.5										
SLUO5	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125				0.90	0.75	1.5										
SLUO6	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125	1.50				0.75											
SLUO7	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125		1.50			0.75											
SLUO8	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125			1.50		0.75											
SLUO9	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125				1.50	0.75											
SLU10	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125	0.90				1.50											
SLU11	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125		0.90			1.50											
SLU12	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125			0.90		1.50											
SLU13	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125				0.90	1.50											
SLU14	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125					1.50											
SLU15	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125	1.50															
SLU16	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125		1.50														

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLU17	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125			1.50													
SLU18	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.0125				1.50												
SLU19	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.3500	0.90				0.75											
SLU20	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.3500		0.90			0.75											
SLU21	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.3500			0.90		0.75											
SLU22	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30		1.3500				0.90	0.75											
SLU23	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125						1.5										
SLU24	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125	0.90				0.75	1.5										
SLU25	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125		0.90			0.75	1.5										
SLU26	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125			0.90		0.75	1.5										
SLU27	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125				0.90	0.75	1.5										
SLU28	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125	1.50				0.75											
SLU29	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125		1.50			0.75											
SLU30	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125			1.50		0.75											
SLU31	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125				1.50	0.75											
SLU32	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125	0.90				1.50											
SLU33	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125		0.90			1.50											

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD _X+	WOOD _Y+	WOOD _X-	WOOD _Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLU34	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125			0.90		1.50											
SLU35	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125				0.90	1.50											
SLU36	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125					1.50											
SLU37	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125	1.50															
SLU38	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125		1.50														
SLU39	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125			1.50													
SLU40	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.0125				1.50												
SLU41	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.3500	0.90				0.75											
SLU42	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.3500		0.90			0.75											
SLU43	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.3500			0.90		0.75											
SLU44	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00		1.3500				0.90	0.75											
SLU45	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125						1.5										
SLU46	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125	0.90				0.75	1.5										
SLU47	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125		0.90			0.75	1.5										
SLU48	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125			0.90		0.75	1.5										
SLU49	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125				0.90	0.75	1.5										
SLU50	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125	1.50				0.75											

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat_ica	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLU5_1	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125		1.50			0.75											
SLU5_2	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125			1.50		0.75											
SLU5_3	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125				1.50	0.75											
SLU5_4	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125	0.90				1.50											
SLU5_5	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125		0.90			1.50											
SLU5_6	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125			0.90		1.50											
SLU5_7	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125				0.90	1.50											
SLU5_8	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125					1.50											
SLU5_9	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125	1.50															
SLU6_0	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125		1.50														
SLU6_1	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125			1.50													
SLU6_2	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.0125				1.50												
SLU6_3	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.3500	0.90				0.75											
SLU6_4	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.3500		0.90			0.75											
SLU6_5	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.3500			0.90		0.75											
SLU6_6	1.30	1.30	1.50	1.30	1.30	1.30	1.3500				0.90	0.75											
SLU6_7	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125						1.5										

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD _X+	WOOD _Y+	WOOD _X-	WOOD _Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLU68	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125	0.90				0.75	1.5										
SLU69	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125		0.90			0.75	1.5										
SLU70	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125			0.90		0.75	1.5										
SLU71	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125				0.90	0.75	1.5										
SLU72	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125	1.50				0.75											
SLU73	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125		1.50			0.75											
SLU74	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125			1.50		0.75											
SLU75	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125				1.50	0.75											
SLU76	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125	0.90				1.50											
SLU77	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125		0.90			1.50											
SLU78	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125			0.90		1.50											
SLU79	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125				0.90	1.50											
SLU80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125					1.50											
SLU81	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125	1.50															
SLU82	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125		1.50														
SLU83	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125			1.50													
SLU84	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.0125				1.50												

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD _X+	WOOD _Y+	WOOD _X-	WOOD _Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLU85	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.3500	0.90				0.75											
SLU86	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.3500		0.90			0.75											
SLU87	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.3500			0.90		0.75											
SLU88	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.3500				0.90	0.75											
RARA01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75						1										
RARA02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75	1.00				0.50											
RARA03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75		1.00			0.50											
RARA04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75			1.00		0.50											
RARA05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75				1.00	0.50											
RARA06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75	0.60				1.00											
RARA07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75		0.60			1.00											
RARA08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75			0.60		1.00											
RARA09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75				0.60	1.00											
RARA10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75					1.00											
RARA11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75	1.00															
RARA12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75		1.00														
RARA13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75			1.00													

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat_ica	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
RARA 14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75				1.00												
RARA 15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	0.60				0.50											
RARA 16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00		0.60			0.50											
RARA 17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00			0.60		0.50											
RARA 18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00				0.60	0.50											
RARA 19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75						1										
RARA 20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	1.00				0.50											
RARA 21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75		1.00			0.50											
RARA 22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75			1.00		0.50											
RARA 23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75				1.00	0.50											
RARA 24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.60				1.00											
RARA 25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75		0.60			1.00											
RARA 26	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75			0.60		1.00											
RARA 27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75				0.60	1.00											
RARA 28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75					1.00											
RARA 29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	1.00															
RARA 30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75		1.00														

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD _X+	WOOD _Y+	WOOD _X-	WOOD _Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat_ica	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
RARA 31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75			1.00													
RARA 32	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75				1.00												
RARA 33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60				0.50											
RARA 34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.60			0.50											
RARA 35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		0.50											
RARA 36	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				0.60	0.50											
FREQ 01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75	0.20				0.20											
FREQ 02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75		0.20			0.20											
FREQ 03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75			0.20		0.20											
FREQ 04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75				0.20	0.20											
FREQ 05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75					0.20											
FREQ 06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75	0.20															
FREQ 07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75		0.20														
FREQ 08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75			0.20													
FREQ 09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75				0.20												
FREQ 10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.20				0.20											
FREQ 11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75		0.20			0.20											

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
FREQ 12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75			0.20		0.20											
FREQ 13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75				0.20	0.20											
FREQ 14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75					0.20											
FREQ 15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.20															
FREQ 16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75		0.20														
FREQ 17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75			0.20													
FREQ 18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75				0.20												
QP01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00																		
QP02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00																	
SLVO 1	1	1	1	1	1									1	0.3	0.3	0	0	0	1	0.3	0	0
SLVO 2	1	1	1	1	1									1	0.3	0	0	0	0.3	1	0.3	0	0
SLVO 3	1	1	1	1	1									1	0	0.3	0	0.3	0	1	0	0	0.3
SLVO 4	1	1	1	1	1									1	0	0	0	0.3	0.3	1	0	0	0.3
SLVO 5	1	1	1	1	1									0	0.3	0.3	1	0	0	0	0.3	1	0
SLVO 6	1	1	1	1	1									0	0.3	0	1	0	0.3	0	0.3	1	0
SLVO 7	1	1	1	1	1									0	0	0.3	1	0.3	0	0	0	1	0.3
SLVO 8	1	1	1	1	1									0	0	0	1	0.3	0.3	0	0	1	0.3

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat_ica	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLV09	1	1	1	1	1									0.3	1	0.3	0	0	0	0.3	1	0	0
SLV10	1	1	1	1	1									0.3	1	0	0	0	0.3	0.3	1	0	0
SLV11	1	1	1	1	1									0.3	0	0.3	0	1	0	0.3	0	0	1
SLV12	1	1	1	1	1									0.3	0	0	0	1	0.3	0.3	0	0	1
SLV13	1	1	1	1	1									0	1	0.3	0.3	0	0	0	1	0.3	0
SLV14	1	1	1	1	1									0	1	0	0.3	0	0.3	0	1	0.3	0
SLV15	1	1	1	1	1									0	0	0.3	0.3	1	0	0	0	0.3	1
SLV16	1	1	1	1	1									0	0	0	0.3	1	0.3	0	0	0.3	1
SLV17	1	1	1	1	1									0.3	0.3	1	0	0	0	0.3	0.3	0	0
SLV18	1	1	1	1	1									0.3	0.3	0	0	0	1	0.3	0.3	0	0
SLV19	1	1	1	1	1									0.3	0	1	0	0.3	0	0.3	0	0	0.3
SLV20	1	1	1	1	1									0.3	0	0	0	0.3	1	0.3	0	0	0.3
SLV21	1	1	1	1	1									0	0.3	1	0.3	0	0	0	0.3	0.3	0
SLV22	1	1	1	1	1									0	0.3	0	0.3	0	1	0	0.3	0.3	0
SLV23	1	1	1	1	1									0	0	1	0.3	0.3	0	0	0	0.3	0.3
SLV24	1	1	1	1	1									0	0	0	0.3	0.3	1	0	0	0.3	0.3
SLV25	1	1	1	1	1	1								1	0.3	0.3	0	0	0	1	0.3	0	0

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat_ica	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLV26	1	1	1	1	1	1								1	0.3	0	0	0	0.3	1	0.3	0	0
SLV27	1	1	1	1	1	1								1	0	0.3	0	0.3	0	1	0	0	0.3
SLV28	1	1	1	1	1	1								1	0	0	0	0.3	0.3	1	0	0	0.3
SLV29	1	1	1	1	1	1								0	0.3	0.3	1	0	0	0	0.3	1	0
SLV30	1	1	1	1	1	1								0	0.3	0	1	0	0.3	0	0.3	1	0
SLV31	1	1	1	1	1	1								0	0	0.3	1	0.3	0	0	0	1	0.3
SLV32	1	1	1	1	1	1								0	0	0	1	0.3	0.3	0	0	1	0.3
SLV33	1	1	1	1	1	1								0.3	1	0.3	0	0	0	0.3	1	0	0
SLV34	1	1	1	1	1	1								0.3	1	0	0	0	0.3	0.3	1	0	0
SLV35	1	1	1	1	1	1								0.3	0	0.3	0	1	0	0.3	0	0	1
SLV36	1	1	1	1	1	1								0.3	0	0	0	1	0.3	0.3	0	0	1
SLV37	1	1	1	1	1	1								0	1	0.3	0.3	0	0	0	1	0.3	0
SLV38	1	1	1	1	1	1								0	1	0	0.3	0	0.3	0	1	0.3	0
SLV39	1	1	1	1	1	1								0	0	0.3	0.3	1	0	0	0	0.3	1
SLV40	1	1	1	1	1	1								0	0	0	0.3	1	0.3	0	0	0.3	1
SLV41	1	1	1	1	1	1								0.3	0.3	1	0	0	0	0.3	0.3	0	0
SLV42	1	1	1	1	1	1								0.3	0.3	0	0	0	1	0.3	0.3	0	0

	peso proprio	getto copertura	Permanenti non strutturali	Spinta terreno statica	Acqua esterna	Acqua interna	Carico mobile stradale	Vento X+	Vento Y+	Vento X-	Vento Y-	Neve	Manutenzione	Sisma X+	Sisma Y+	Sisma Z+	Sisma X-	Sisma Y-	Sisma Z-	WOOD_X+	WOOD_Y+	WOOD_X-	WOOD_Y-
	G1	G1_getto	G2	ST_stat_ica	W_esterna	W_interna	Q_stradale	Q2x+	Q2y+	Q2x-	Q2y-	Q3	Q1										
SLV4_3	1	1	1	1	1	1								0.3	0	1	0	0.3	0	0.3	0	0	0.3
SLV4_4	1	1	1	1	1	1								0.3	0	0	0	0.3	1	0.3	0	0	0.3
SLV4_5	1	1	1	1	1	1								0	0.3	1	0.3	0	0	0	0.3	0.3	0
SLV4_6	1	1	1	1	1	1								0	0.3	0	0.3	0	1	0	0.3	0.3	0
SLV4_7	1	1	1	1	1	1								0	0	1	0.3	0.3	0	0	0	0.3	0.3
SLV4_8	1	1	1	1	1	1								0	0	0	0.3	0.3	1	0	0	0.3	0.3

11. MODELLO STRUTTURALE DI CALCOLO

11.1 Carichi applicati nel modello

11.1.1 G1 - peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato automaticamente dal software di calcolo considerando il peso specifico e la geometria degli elementi strutturali.

Fig. 35: Condizione di carico G1– peso specifico calcestruzzo

Le reazioni dovute al peso proprio dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 36: Condizione di carico G1– forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.2 G1_getto - getto cls copertura

Si riporta nella figura seguente il carico dovuto al getto di finitura applicato sui tegoli di copertura dell'edificio prefabbricato.

Fig. 37: Condizione di carico G1_getto – getto cls copertura edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al peso del getto della soletta in copertura dell’edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrate.

Fig. 38: Condizione di carico G1_getto– forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.3 G2 - permanenti non strutturali

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti ai permanenti portati applicati al modello dell'edificio prefabbricato e alle strutture interrato.

Fig. 39: Condizione di carico G2 – permanenti portati edificio prefabbricato (peso facciate + peso finitura a verde copertura)

Le reazioni dovute ai carichi permanenti in copertura dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 40: Condizione di carico G2 – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.4 ST_statica - spinta terreno statica

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti alla spinta statica del terreno applicati al modello delle strutture interrato.

Fig. 41: Condizione di carico ST_statica – Spinta statica a riposo del terreno

11.1.5 W_esterna - spinta acqua muri perimetrali e sottospinta fondazioni

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti alla spinta dell’acqua esterna (falda) applicati al modello delle strutture interrate.

Fig. 42: Condizione di carico W_esterna – Spinta acqua muri perimetrali

11.1.6 W_interna - spinta acqua muri interni

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti alla spinta dell’acqua interna all’impianto applicati al modello delle strutture interrato.

Fig. 43: Condizione di carico W_interna – muri perimetrali

11.1.7 Q_stradale - Carico variabile su soletta dovuta ai veicoli

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti ai veicoli nella parte carrabile della soletta superiore.

Fig. 44: Condizione di carico Q_stradale – soletta superiore

11.1.8 Q2x+ vento X+

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione X+ applicate nel modello dell'edificio prefabbricato. Le reazioni dovute alla condizione di carico Q2X+ sono applicate come forze agenti nel modello delle strutture interrato.

Fig. 45: Condizione di carico Q2X+ Vento – vento su edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al vento in direzione X+ sull'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 46: Condizione di carico Q2X+ Vento – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.9 Q2y+ vento Y+

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione Y+ applicate nel modello dell’edificio prefabbricato.

Fig. 47: Condizione di carico Q2Y+ Vento – vento su edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al vento in direzione Y+ sull’edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrate.

Fig. 48: Condizione di carico Q2Y+ Vento – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.10 Q2x- vento X-

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione X- applicate nel modello dell'edificio prefabbricato.

Fig. 49: Condizione di carico Q2X- Vento – vento su edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al vento in direzione X- sull'edificio prefabbricato sono applicate con segno contrario, al modello delle strutture interrate.

Fig. 50: Condizione di carico Q2X- Vento – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.11 Q2y- vento Y-

Si riportano nella seguente figura le forze dovute al vento in direzione Y- applicate nel modello dell’edificio prefabbricato.

Fig. 51: Condizione di carico Q2Y- Vento – vento su edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al vento in direzione Y- sull’edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrate.

Fig. 52: Condizione di carico Q2Y- Vento – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.12 Q3a Neve

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti alla neve sulle solette esposte all’atmosfera delle strutture interrato e sulla copertura dell’edificio prefabbricato.

Fig. 53: Condizione di carico Q3a Neve – copertura edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al peso proprio dell’edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 54: Condizione di carico Q3a Neve – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.13 Q3b Neve

Si riportano nelle figure seguenti i carichi dovuti alla neve sulle solette esposte all’atmosfera delle strutture interrato e sulla copertura dell’edificio prefabbricato.

Fig. 55: Condizione di carico Q3b Neve – copertura edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al peso proprio dell’edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 56: Condizione di carico Q3b Neve – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.14 Q1 manutenzione copertura

Si riporta nella figura seguente i carichi di manutenzione sulla copertura dell’edificio prefabbricato.

Fig. 57: Condizione di carico Q1 manutenzione – copertura edificio prefabbricato

Le reazioni dovute al carico variabile di manutenzione dell’edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrate.

Fig. 58: Condizione di carico Q1 manutenzione – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.15 SismaX+ (SLV)

Le azioni sismiche delle strutture interrato sono valutate applicando forze di volume nella direzione del sisma di entità pari all'accelerazione di aggancio spettrale come riportato nella seguente figura.

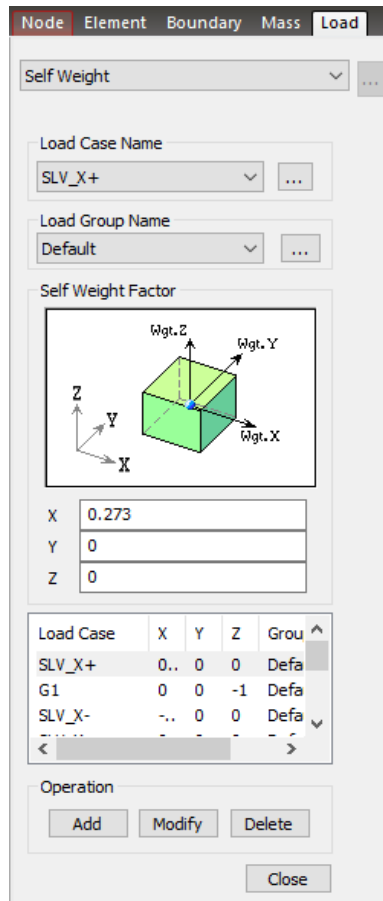


Fig. 59: Condizione di carico SismaX+ (SLV) – forze di volume degli elementi strutturali

Le reazioni dovute al sisma SLV in direzione X+ dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrate.

Fig. 60: Condizione di carico SismaX+ (SLV) – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.16 SismaY+ (SLV)

Le azioni sismiche delle strutture interrato sono valutate applicando forze di volume nella direzione del sisma di entità pari all'accelerazione di aggancio spettrale come riportato nella seguente figura.

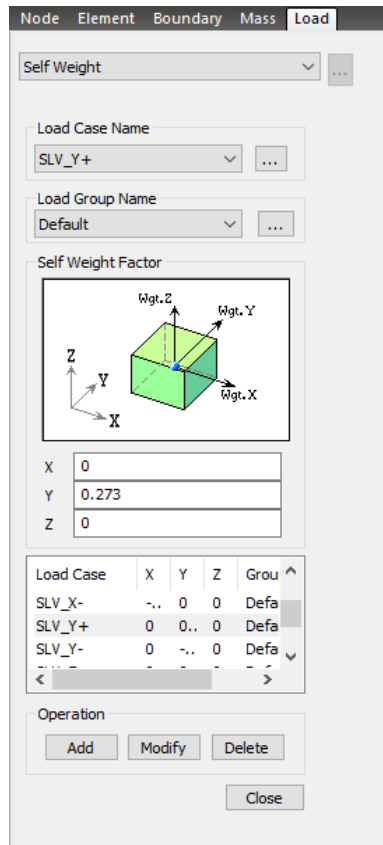


Fig. 61: Condizione di carico SismaY+ (SLV) – forze di volume degli elementi strutturali

Le reazioni dovute al sisma SLV in direzione Y+ dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 62: Condizione di carico SismaY+ (SLV) – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.17 SismaZ+ (SLV)

Le azioni sismiche delle strutture interrato sono valutate applicando forze di volume nella direzione del sisma di entità pari all'accelerazione di aggancio spettrale come riportato nella seguente figura.

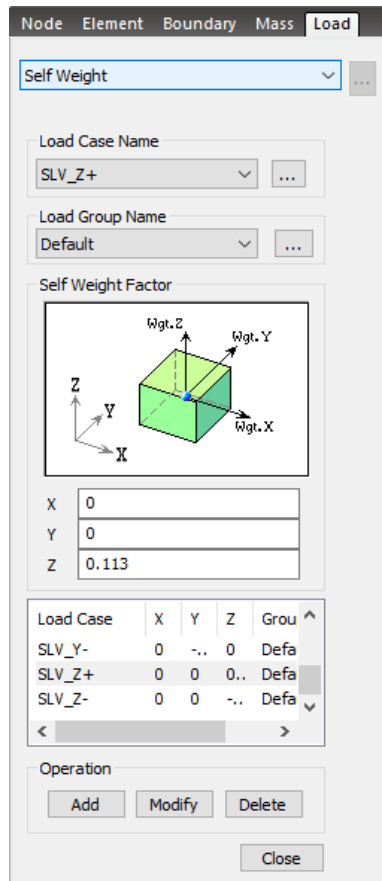


Fig. 63: Condizione di carico SismaZ+ (SLV) – forze di volume degli elementi strutturali

Le reazioni dovute al sisma SLV in direzione Z+ prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 64: Condizione di carico Sisma Z+ (SLV) – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.18 SismaX- (SLV)

Le azioni sismiche delle strutture interrato sono valutate applicando forze di volume nella direzione del sisma di entità pari all'accelerazione di aggancio spettrale come riportato nella seguente figura.

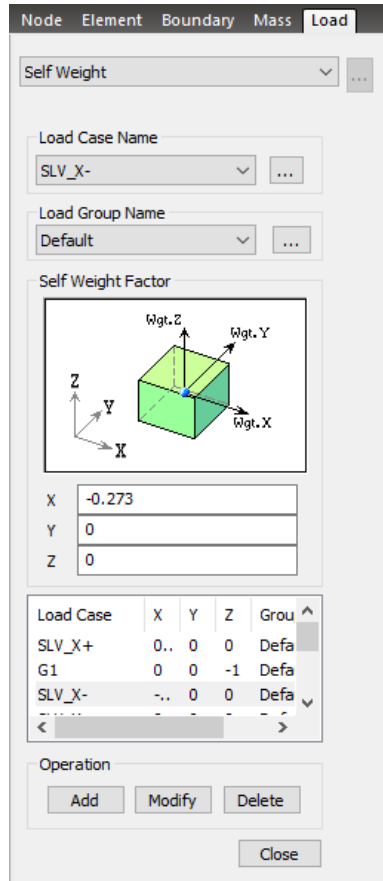


Fig. 65: Condizione di carico SismaX- (SLV) – forze di volume degli elementi strutturali

Le reazioni dovute al sisma SLV in direzione X- dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 66: Condizione di carico SismaX- (SLV) – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.19 SismaY- (SLV)

Le azioni sismiche delle strutture interrato sono valutate applicando forze di volume nella direzione del sisma di entità pari all'accelerazione di aggancio spettrale come riportato nella seguente figura.

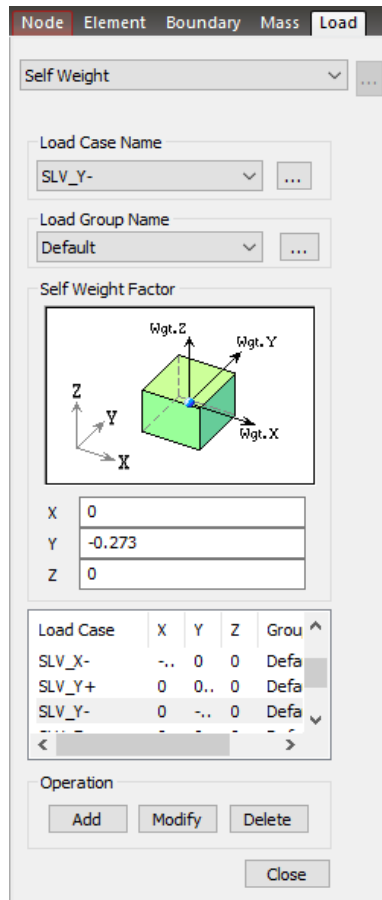


Fig. 67: Condizione di carico SismaY- (SLV) – forze di volume degli elementi strutturali

Le reazioni dovute al sisma SLV in direzione Y- dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 68: Condizione di carico Sisma Y- (SLV) – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.20 SismaZ- (SLV)

Le azioni sismiche delle strutture interrato sono valutate applicando forze di volume nella direzione del sisma di entità pari all'accelerazione di aggancio spettrale come riportato nella seguente figura.

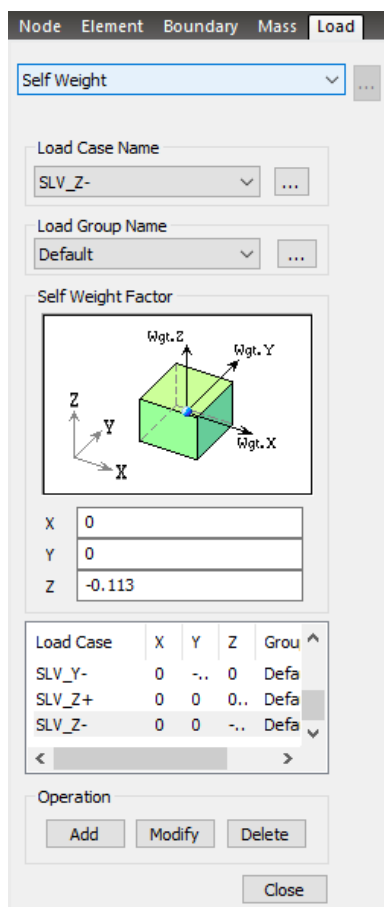


Fig. 69: Condizione di carico SismaZ- (SLV) – forze di volume degli elementi strutturali

Le reazioni dovute al sisma SLV in direzione Z- dell'edificio prefabbricato sono applicate, con segno contrario, al modello delle strutture interrato.

Fig. 70: Condizione di carico SismaZ- (SLV) – forze concentrate edificio prefabbricato

11.1.21 WOOD_X+ sovrappinta sismica terreno

Si riporta nella seguente figura le sovrappinte del terreno dovute al sisma (SLV) nella direzione X+.

Fig. 71: Condizione di carico WOOD_X+ – sovrappinte sismiche direzione X+

11.1.22 WOOD_Y+ sovraspinta sismica terreno

Si riporta nella seguente figura le sovraspinte del terreno dovute al sisma (SLV) nella direzione Y+.

Fig. 72: Condizione di carico WOOD_Y+ – sovraspinte sismiche direzione Y+

11.1.23 WOOD_X - sovraspinta sismica terreno

Si riporta nella seguente figura le sovraspinte del terreno dovute al sisma (SLV) nella direzione X-.

Fig. 73: Condizione di carico WOOD_X- – sovraspinte sismiche direzione X-

11.1.24 WOOD_Y - sovraspinta sismica terreno

Si riporta nella seguente figura le sovraspinte del terreno dovute al sisma (SLV) nella direzione Y-.

Fig. 74: Condizione di carico WOOD_Y- – sovraspinte sismiche direzione Y-

12. RISULTATI ANALISI STRUTTURALI

Nelle immagini che seguono si riportano gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi strutturale. Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni degli elementi beam dell'edificio prefabbricato secondo gli assi locali come mostrati nella figura seguente.

Fig. 75 – Assi locali elementi beam

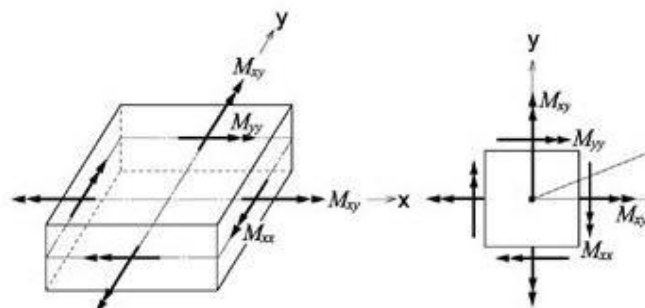
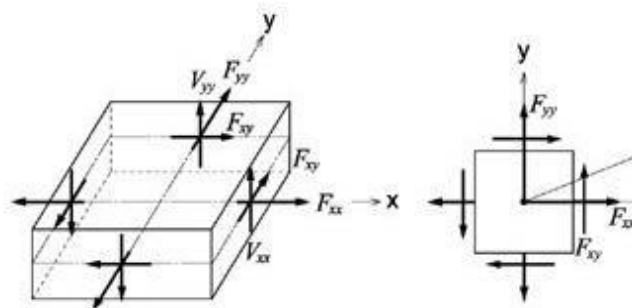


Fig. 76 – Assi locali elementi shell

12.1 Diagrammi delle sollecitazioni edificio prefabbricato – SLU

Fig. 77 – Involuppo SLU sforzo normale F_x

Fig. 78 – Involuppo SLU sforzo di taglio V_y

Fig. 79 – Involuppo SLU sforzo di taglio Vz

Fig. 80 – Involuppo SLU momento flettente My

Fig. 81 – Inviluppo SLU momento flettente M_z

Fig. 82 – Inviluppo SLU momento torcente M_x

12.2 Diagrammi delle sollecitazioni edificio prefabbricato – SLV

Fig. 83 – Inviluppo SLV sforzo normale F_x

Fig. 84 – Inviluppo SLV sforzo di taglio V_y

Fig. 85 – Inviluppo SLV sforzo di taglio Vz

Fig. 86 – Inviluppo SLV momento flettente My

Fig. 87 – Inviluppo SLV momento flettente M_z

Fig. 88 – Inviluppo SLV momento torcente M_x

12.3 Diagrammi delle sollecitazioni edificio prefabbricato – SLE (RARA)

Fig. 89 – Inviluppo SLE (RARA) sforzo normale F_x

Fig. 90 – Inviluppo SLE (RARA) sforzo di taglio V_y

Fig. 91 – Inviluppo SLE (RARA) sforzo di taglio Vz

Fig. 92 – Inviluppo SLE (RARA) momento flettente My

Fig. 93 – Inviluppo SLE (RARA) momento flettente M_z

Fig. 94 – Inviluppo SLE (RARA) momento torcente M_x

12.4 Diagrammi delle sollecitazioni edificio prefabbricato – SLE (FREQUENTE)

Fig. 95 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) sforzo normale F_x

Fig. 96 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) sforzo di taglio V_y

Fig. 97 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) sforzo di taglio Vz

Fig. 98 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) momento flettente My

Fig. 99 – Involuppo SLE (FREQUENTE) momento flettente M_z

Fig. 100 – Involuppo SLE (FREQUENTE) momento torcente M_x

12.5 Diagrammi delle sollecitazioni edificio prefabbricato – SLE (QUASI PERMANENTE)

Fig. 101 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) sforzo normale F_x

Fig. 102 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) sforzo di taglio V_y

Fig. 103 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) sforzo di taglio Vz

Fig. 104 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) momento flettente My

Fig. 105 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) momento flettente M_z

Fig. 106 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) momento torcente M_x

12.6 Diagrammi delle sollecitazioni soletta superiore 70 cm– SLU

Fig. 107 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 108 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 109 – Inviluppo SLU – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 110 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{xx}

Fig. 111 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{yy}

Fig. 112 – Inviluppo SLU – Momento torcente M_{xy}

Fig. 113 – Inviluppo SLU – Taglio Vxx

Fig. 114 – Inviluppo SLU – Taglio Vyy

12.7 Diagrammi delle sollecitazioni soletta superiore 70 cm – SLV

Fig. 115 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 116 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 117 – Inviluppo SLV – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 118 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{xx}

Fig. 119 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{yy}

Fig. 120 – Inviluppo SLV – Momento torcente M_{xy}

Fig. 121 – Inviluppo SLV – Taglio Vxx

Fig. 122 – Inviluppo SLV – Taglio Vyy

12.8 Diagrammi delle sollecitazioni soletta superiore 70 cm – SLE (RARA)

Fig. 123 – Inviluppo SLE (RARA)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 124 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 125 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 126 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 127 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 128 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 129 – Involuppo SLE (RARA) – Taglio Vxx

Fig. 130 – Involuppo SLE (RARA) – Taglio Vyy

12.9 Diagrammi delle sollecitazioni soletta superiore 70 cm – SLE (FREQUENTE)

Fig. 131 – Inviluppo SLE (FREQUENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 132 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 133 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 134 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 135 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 136 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 137 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vxx

Fig. 138 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vyy

12.10 Diagrammi delle sollecitazioni soletta superiore 70 cm – SLE (QUASI PERMANENTE)

Fig. 139 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 140 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 141 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 142 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 143 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 144 – Involuppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 145 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE – Taglio Vxx

Fig. 146 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio Vyy

12.11 Diagrammi delle sollecitazioni soletta inferiore 60 cm– SLU

Fig. 147 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 148 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 149 – Inviluppo SLU – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 150 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{xx}

Fig. 151 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{yy}

Fig. 152 – Inviluppo SLU – Momento torcente M_{xy}

Fig. 153 – Inviluppo SLU – Taglio Vxx

Fig. 154 – Inviluppo SLU – Taglio Vyy

12.12 Diagrammi delle sollecitazioni soletta inferiore 60 cm – SLV

Fig. 155 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 156 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 157 – Inviluppo SLV – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 158 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{xx}

Fig. 159 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{yy}

Fig. 160 – Inviluppo SLV – Momento torcente M_{xy}

Fig. 161 – Inviluppo SLV – Taglio Vxx

Fig. 162 – Inviluppo SLV – Taglio Vyy

12.13 Diagrammi delle sollecitazioni soletta inferiore 60 cm – SLE (RARA)

Fig. 163 – Inviluppo SLE (RARA)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 164 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 165 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 166 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 167 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 168 – Involuppo SLE (RARA) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 169 – Involuppo SLE (RARA) – Taglio V_{xx}

Fig. 170 – Involuppo SLE (RARA) – Taglio V_{yy}

12.14 Diagrammi delle sollecitazioni soletta inferiore 60 cm – SLE (FREQUENTE)

Fig. 171 – Inviluppo SLE (FREQUENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 172 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 173 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 174 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 175 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 176 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 177 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vxx

Fig. 178 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vyy

12.15 Diagrammi delle sollecitazioni soletta inferiore 60 cm – SLE (QUASI PERMANENTE)

Fig. 179 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 180 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 181 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 182 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 183 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 184 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 185 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE – Taglio Vxx

Fig. 186 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio Vyy

12.16 Diagrammi delle sollecitazioni setti 50 cm – SLU

Fig. 187 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 188 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 189 – Inviluppo SLU – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 190 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{xx}

Fig. 191 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{yy}

Fig. 192 – Inviluppo SLU – Momento torcente M_{xy}

Fig. 193 – Inviluppo SLU – Taglio V_{xx}

Fig. 194 – Inviluppo SLU – Taglio Vyy

12.17 Diagrammi delle sollecitazioni setti 50 cm – SLV

Fig. 195 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 196 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 197 – Inviluppo SLV – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 198 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{xx}

Fig. 199 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{yy}

Fig. 200 – Inviluppo SLV – Momento torcente M_{xy}

Fig. 201 – Inviluppo SLV – Taglio V_{xx}

Fig. 202 – Inviluppo SLV – Taglio Vyy

12.18 Diagrammi delle sollecitazioni setti 50 cm – SLE (RARA)

Fig. 203 – Inviluppo SLE (RARA)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 204 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 205 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 206 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 207 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 208 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 209 – Inviluppo SLE (RARA) – Taglio V_{xx}

Fig. 210 – Inviluppo SLE (RARA) – Taglio Vyy

12.19 Diagrammi delle sollecitazioni setti 50 cm – SLE (FREQUENTE)

Fig. 211 – Inviluppo SLE (FREQUENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 212 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 213 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 214 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 215 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 216 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 217 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio V_{xx}

Fig. 218 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vyy

12.20 Diagrammi delle sollecitazioni setti 50 cm – SLE (QUASI PERMANENTE)

Fig. 219 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 220 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 221 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 222 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 223 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 224 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 225 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio V_{xx}

Fig. 226 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio Vyy

12.21 Diagrammi delle sollecitazioni setti 30 cm – SLU

Fig. 227 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 228 – Inviluppo SLU – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 229 – Inviluppo SLU – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 230 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{xx}

Fig. 231 – Inviluppo SLU – Momento flettente M_{yy}

Fig. 232 – Inviluppo SLU – Momento torcente M_{xy}

Fig. 233 – Inviluppo SLU – Taglio V_{xx}

Fig. 234 – Inviluppo SLU – Taglio Vyy

12.22 Diagrammi delle sollecitazioni setti 30 cm – SLV

Fig. 235 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{xx}

Fig. 236 – Inviluppo SLV – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 237 – Inviluppo SLV – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 238 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{xx}

Fig. 239 – Inviluppo SLV – Momento flettente M_{yy}

Fig. 240 – Inviluppo SLV – Momento torcente M_{xy}

Fig. 241 – Inviluppo SLV – Taglio V_{xx}

Fig. 242 – Inviluppo SLV – Taglio Vyy

12.23 Diagrammi delle sollecitazioni setti 30 cm – SLE (RARA)

Fig. 243 – Inviluppo SLE (RARA)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 244 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 245 – Inviluppo SLE (RARA) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 246 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 247 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 248 – Inviluppo SLE (RARA) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 249 – Inviluppo SLE (RARA) – Taglio V_{xx}

Fig. 250 – Involuppo SLE (RARA) – Taglio Vyy

12.24 Diagrammi delle sollecitazioni setti 30 cm – SLE (FREQUENTE)

Fig. 251 – Inviluppo SLE (FREQUENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 252 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 253 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 254 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 255 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 256 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 257 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio V_{xx}

Fig. 258 – Inviluppo SLE (FREQUENTE) – Taglio Vyy

12.25 Diagrammi delle sollecitazioni setti 30 cm – SLE (QUASI PERMANENTE)

Fig. 259 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE)– Sforzo normale F_{xx}

Fig. 260 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo normale F_{yy}

Fig. 261 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Sforzo di taglio membranale F_{xy}

Fig. 262 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{xx}

Fig. 263 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento flettente M_{yy}

Fig. 264 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Momento torcente M_{xy}

Fig. 265 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio V_{xx}

Fig. 266 – Inviluppo SLE (QUASI PERMANENTE) – Taglio Vyy

13. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI -SOLETTE E SETTI

13.1 Criteri di verifica

Le verifiche agli stati limite ultimi a flessione sono eseguite secondo il metodo detto "sandwich" richiamato nelle norme EN 1992-2 Appendice LL.

Le verifiche per gli stati limite di esercizio sono condotte secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC2018 e prevedono:

- Valutazione dell'apertura delle fessure per la combinazione frequente e quasi permanente con i seguenti limiti (condizioni ambientali aggressive, armature poco sensibili).

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_1$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Con $w_2 = 0.3$ mm e $w_1 = 0.2$ mm

- Valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni rare e quasi permanenti con i seguenti limiti:

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$ tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$ tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$ tensione massima acciaio per combinazioni rara

I momenti flettenti di verifica sono calcolati secondo l'approccio di Wood-Armer :

Se $M_{xx} > 0$ MLL = $M_{xx} + |M_{xy}|$

Se $M_{xx} < 0$ MLL = $M_{xx} - |M_{xy}|$

Se $M_{yy} > 0$ MTT = $M_{yy} + |M_{xy}|$

Se $M_{yy} < 0$ MTT = $M_{yy} - |M_{xy}|$

Gli sforzi assiali sono valutati secondo il metodo di Nielsen :

<i>Criteria</i>		<i>Results</i>		
n_{xx}	n_{yy}	n_u	n_v	n_c
$> - n_{xy} $	$> - n_{xy} $	$n_{xx} + n_{xy} $	$n_{yy} + n_{xy} $	$-2 n_{xy} $
$\geq \frac{n_{xy}^2}{n_{yy}}$	$\leq - n_{xy} $	$n_{xx} - \frac{n_{xy}^2}{n_{yy}}$	0	$n_{yy} + \frac{n_{xy}^2}{n_{yy}}$
$\leq - n_{xy} $	$\geq \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$	0	$n_{yy} - \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$	$n_{xx} + \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$
< 0	$< \frac{n_{xy}^2}{n_{xx}}$	0	0	n_2

13.2 Armatura minima

Si considera l'armatura minima negli elementi piani (solette e setti) in funzione del loro spessore secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC2018. Nella tabella seguente si riportano i valori di armatura minima per gli spessori degli elementi utilizzato nel progetto.

	Soletta/s etto spessore 70 cm	Soletta/s etto spessore 60 cm	Soletta/s etto spessore 50 cm	Soletta/s etto spessore 30 cm		
$R_{ck} =$	40.0	40.0	40.0	40.0	MPa	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$f_{ck} =$	32.0	32.0	32.0	32.0	MPa	Coefficiente parziale di resistenza del calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	1.50	1.50	1.50	-	Coefficiente di riduzione resistenza
$\alpha_{cc} =$	0.85	0.85	0.85	0.85	-	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.1	18.1	18.1	18.1	MPa	Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato a taglio
$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} =$	3.024	3.024	3.024	3.024	MPa	Resistenza a trazione media calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	450	450	450	MPa	Resistenza caratteristica armatura B450C
$H =$	700	600	500	300	mm	Spessore soletta/setto
$c+\phi/2 =$	69	69	69	69	mm	Posizione primo strato armatura
$h=H-(c+\phi/2)=$	631	531	431	231	mm	Altezza primo strato armatura tesa
$d = 0.9xh =$	568	478	388	208	mm	Altezza utile sezione
$b_t =$	1000	1000	1000	1000	mm	Larghezza sezione
$A_{s,min1}=0.26 f_{ctm}/f_{yk} \times b_t \times d =$	9.9	8.3	6.8	3.6	cm ² /m	Armatura minima al metro (singolo strato teso)
$A_{s,min2} = 0.0013 \times b_t \times d =$	7.4	6.2	5.0	2.7	cm ² /m	Armatura minima al metro (singolo strato teso)
$A_{s,min} = \max (A_{s,min1}; A_{s,min2}) =$	9.9	8.3	6.8	3.6	cm ² /m	Armatura minima al metro (singolo strato teso)

Tabella 4: Armatura minima

13.3 Verifiche a flessione soletta superiore 70 cm – SLU/SLV

Si riportano nelle figure seguenti i risultati in termini di armatura richiesta per i piani inferiori e superiori nella due direzioni perpendicolari secondo cui le armature saranno disposte. Nei diagrammi dove la richiesta di armatura è nulla si intende che gli elementi siano armati con l’armatura minima.

Fig. 267 – Individuazione elementi nella struttura

Fig. 268 – Armatura richiesta superiore X – SLU/SLV

Fig. 269 – Armatura richiesta superiore Y – SLU/SLV

Fig. 270 – Armatura richiesta inferiore X – SLU/SLV

Fig. 271 – Armatura richiesta inferiore Y – SLU/SLV

13.4 Verifiche a taglio soletta superiore 70 cm – SLU/SLV

Per la verifica a taglio si individua il valore del taglio resistente dovuto al solo contributo del calcestruzzo come indicato nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo.

Nelle figure seguenti si riporta il diagramma delle sollecitazioni di taglio combinato con valori limitati alla resistenza dovuta al solo calcestruzzo ($V_{Rdc} = 363.6 \text{ kN}$). Le aree non colorate nel diagramma indicano le zone dove deve essere disposta opportuna armatura e taglio.

Fig. 272 – Taglio combinato – SLU/SLV

13.5 Verifiche stati limite di esercizio soletta superiore 70 cm – SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si individua l'elemento finito che ha restituito la massima richiesta di armatura per le combinazioni SLU/SLV illustrate nei paragrafi precedenti. Nella figura seguente si mostra la localizzazione dell'elemento nel modello agli elementi finiti.

Fig. 273 – Localizzazione elemento per verifiche SLE

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni di verifica.

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
5834RARA01	182.66	530.52	0.00	731.70
5834RARA02	184.55	531.48	0.00	732.27
5834RARA03	182.99	530.50	0.00	731.57
5834RARA04	176.39	527.03	0.00	726.90
5834RARA05	184.45	530.42	0.00	731.68
5834RARA06	186.15	535.50	0.00	738.16
5834RARA07	185.25	534.90	0.00	737.74
5834RARA08	181.25	532.82	0.00	734.93
5834RARA09	186.13	534.86	0.00	737.80
5834RARA10	185.30	535.75	0.00	738.88
5834RARA11	182.32	527.65	0.00	726.87
5834RARA12	180.76	526.66	0.00	726.18
5834RARA13	174.15	523.19	0.00	721.51
5834RARA14	182.22	526.58	0.00	726.28
5834RARA15	215.05	587.11	0.00	809.10
5834RARA16	214.19	586.52	0.00	808.68
5834RARA17	210.29	584.44	0.00	805.88
5834RARA18	215.06	586.47	0.00	808.75
5834RARA19	258.07	534.34	0.00	739.75
5834RARA20	256.98	535.31	0.00	740.32
5834RARA21	257.34	534.32	0.00	739.63
5834RARA22	256.36	530.85	0.00	734.95
5834RARA23	258.70	534.25	0.00	739.73
5834RARA24	259.72	539.32	0.00	746.21
5834RARA25	260.06	538.73	0.00	745.79
5834RARA26	259.28	536.64	0.00	742.99
5834RARA27	260.87	538.68	0.00	745.85
5834RARA28	260.75	539.57	0.00	746.93

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
5834RARA29	254.72	531.47	0.00	734.92
5834RARA30	255.07	530.48	0.00	734.23
5834RARA31	254.07	527.01	0.00	729.56
5834RARA32	256.43	530.41	0.00	734.33
5834RARA33	289.74	590.93	0.00	817.15
5834RARA34	290.24	590.34	0.00	816.74
5834RARA35	289.81	588.26	0.00	813.93
5834RARA36	291.04	590.29	0.00	816.80
5834FREQ01	182.00	529.52	0.00	730.00
5834FREQ02	181.71	529.33	0.00	729.86
5834FREQ03	180.36	528.63	0.00	728.93
5834FREQ04	182.00	529.31	0.00	729.88
5834FREQ05	181.73	529.61	0.00	730.25
5834FREQ06	181.11	527.99	0.00	727.84
5834FREQ07	180.82	527.79	0.00	727.70
5834FREQ08	179.47	527.10	0.00	726.77
5834FREQ09	181.11	527.77	0.00	727.72
5834FREQ10	256.72	533.34	0.00	738.05
5834FREQ11	256.87	533.15	0.00	737.91
5834FREQ12	256.55	532.45	0.00	736.98
5834FREQ13	257.14	533.13	0.00	737.93
5834FREQ14	257.11	533.43	0.00	738.30
5834FREQ15	255.81	531.81	0.00	735.89
5834FREQ16	255.96	531.61	0.00	735.75
5834FREQ17	255.64	530.92	0.00	734.82
5834FREQ18	256.23	531.60	0.00	735.78
5834QP01	87.56	361.71	0.00	499.05
5834QP02	159.48	365.53	0.00	507.10

13.5.1 Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

Fig. 274 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100	cm	base sezione
h =	100	cm	altezza sezione
c =	5.7	cm	ricoprimento dell'armatura
d =	93.1	cm	altezza utile armature
n ₁ =	10.00	-	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4	cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	4.00	-	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00	-	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
φ _{eq} =	2.40	cm	diametro delle barre di armatura
5(c+φ/2) =	34.50	cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
A _s =	45.24	cm ²	armatura tesa
ξ ₁ = (ξ _s φ _s /φ _p) ^{0.5} =			
2.5(h-d) =	17.25	cm	
(h-x)/3 =	26.31	cm	
h/2 =	50.00	cm	
h _{c,eff} =	17.25	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
A _{c,eff} =	1725.00	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
ρ _{eff} =(A _s +ξ ₁ 2A _p)/A _{c,eff} =	0.0262	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

σ _s =	164.9	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
ε _{max(comp)} =	0.0002097	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
ε _{min(traz)} = ε ₁ =	-0.0007851	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
x =	21.08	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
ε ₂ = min(0, ε _{max}) =	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

S _{r,max} = k ₃ Xc+k ₁ k ₂ k ₄ Xφ/ρ _{p,eff} =			distanza massima fra le fessure
k ₁ =	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
k ₂ =	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
k ₃ = 3.4x(25/c) ^{2/3}	1.963	-	
k ₄ =	0.425	-	
k ₃ Xc =	11.2	cm	
k ₁ k ₂ k ₃ Xφ/ρ _{p,eff} =	15.6	cm	

$$S_{r,max} = k_3 X C + k_1 k_2 k_4 X \phi / \rho_{p,eff} =$$

$$S_{r,max} = \mathbf{26.74 \text{ cm}} \quad \text{distanza massima fra le fessure}$$

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s \quad \text{deformazione media}$$

$$E_s = \mathbf{205000 \text{ MPa}} \quad \text{modulo elastico dell'acciaio}$$

$$f_{ck} = \mathbf{32 \text{ MPa}} \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls}$$

$$f_{cm} = \mathbf{40 \text{ MPa}} \quad \text{resistenza media a compressione del cls}$$

$$E_{cm} = \mathbf{33345.8 \text{ MPa}} \quad \text{modulo elastico del calcestruzzo}$$

$$f_{ctm} = \mathbf{3.02 \text{ MPa}} \quad \text{resistenza a trazione media del cls}$$

$$\alpha_e = \mathbf{6.15 -} \quad \text{rapporto } E_s/E_{cm} \\ = 0.6 \text{ per carichi di breve durata, } = 0.4 \text{ per carichi di lunga}$$

$$k_t = \mathbf{0.4 -} \quad \text{durata}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \mathbf{0.0005431 -}$$

$$0.6 \sigma_s / E_s = \mathbf{0.0004826 -}$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{0.15 \text{ mm}}$$

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

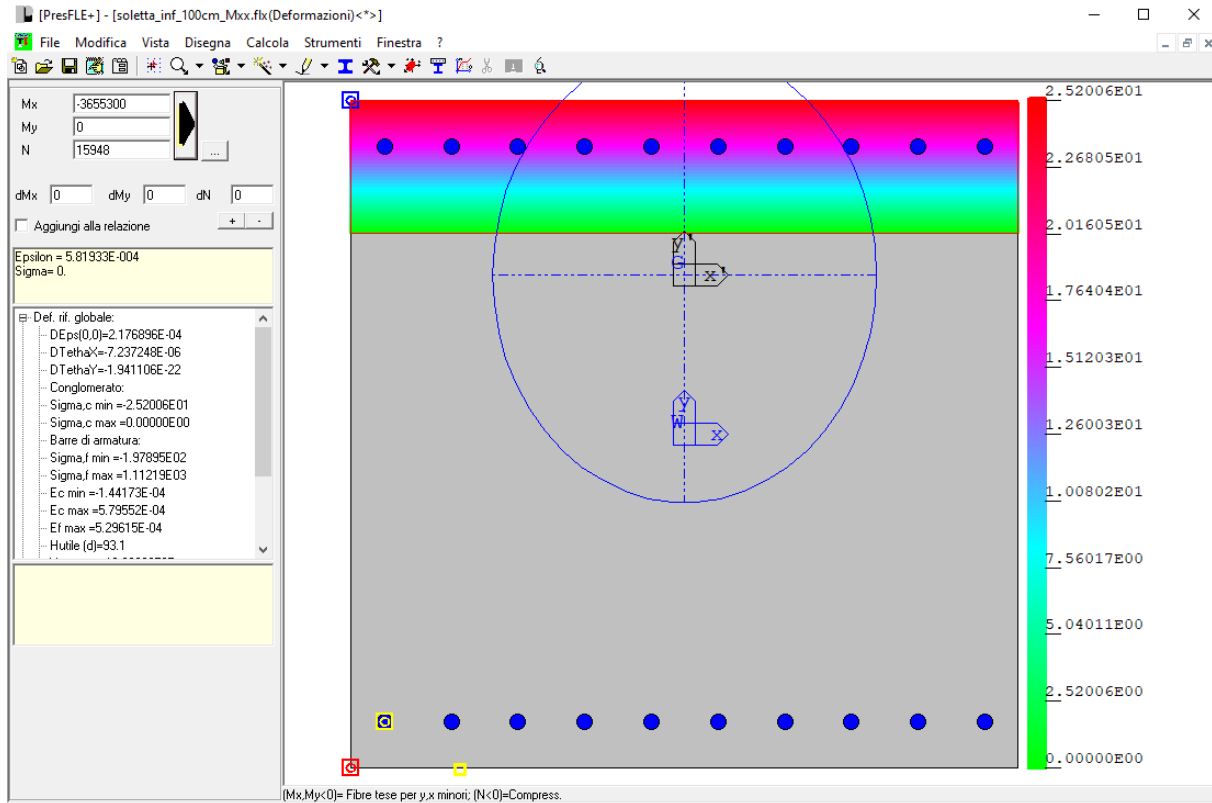


Fig. 275 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	100 cm	altezza sezione
c =	5.7 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	93.1 cm	altezza utile armature
n ₁ =	10.00 -	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	4.00 -	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00 -	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3
φ _{eq} =	2.40 cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
5(c+φ/2) =	34.50 cm	

$A_s =$	45.24	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	17.25	cm	
$(h-x)/3 =$	26.20	cm	
$h/2 =$	50.00	cm	
$h_{c,eff} =$	17.25	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1725.00	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff} =$	0.0262	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	111.2	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0001442	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0005296	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	21.40	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$s_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.963	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	11.2	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	15.6	cm	
$s_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
$s_{r,max} =$	26.74	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15	-	rapporto E_s / E_{cm}
$k_t =$	0.4	-	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0002812	-	
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.0003255	-	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \quad \quad \quad \mathbf{0.09 \text{ mm}}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 2.52 MPa < 14.4 MPa

13.5.1 Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

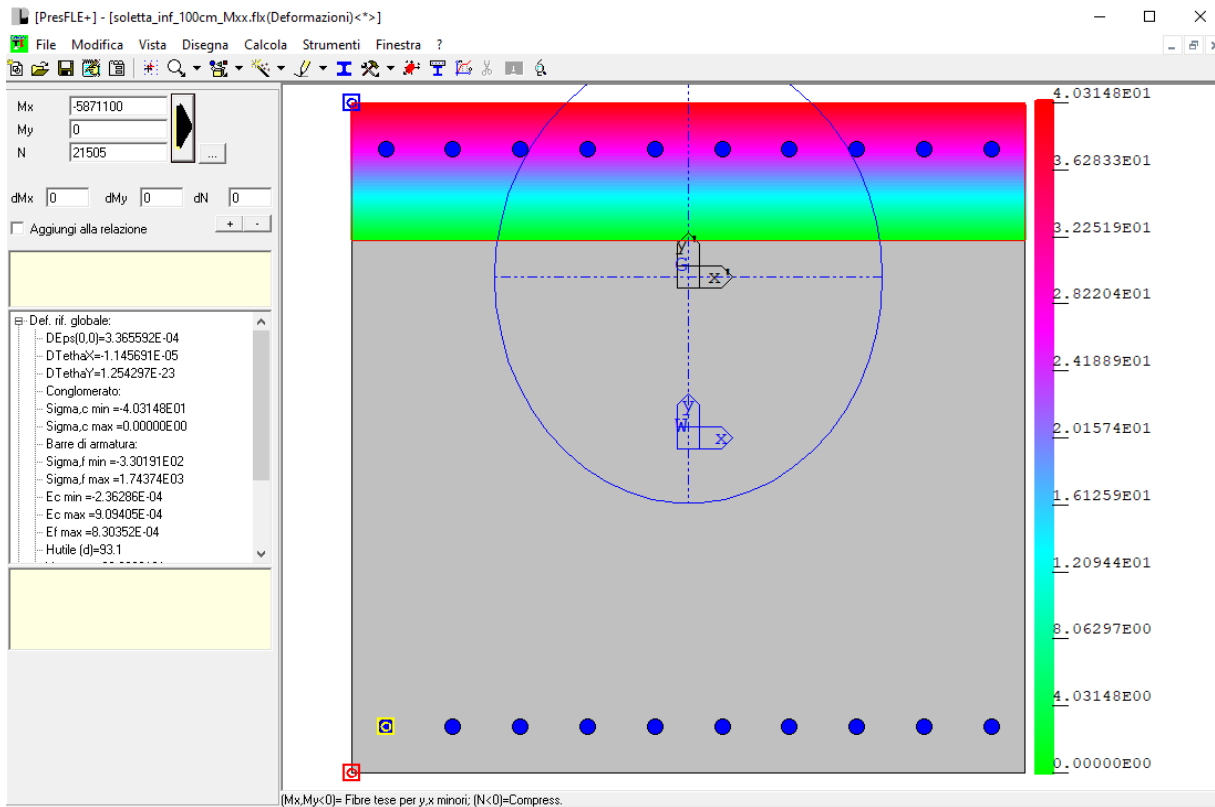


Fig. 276 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 4.03 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 174 MPa < 360 MPa

13.5.2 Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

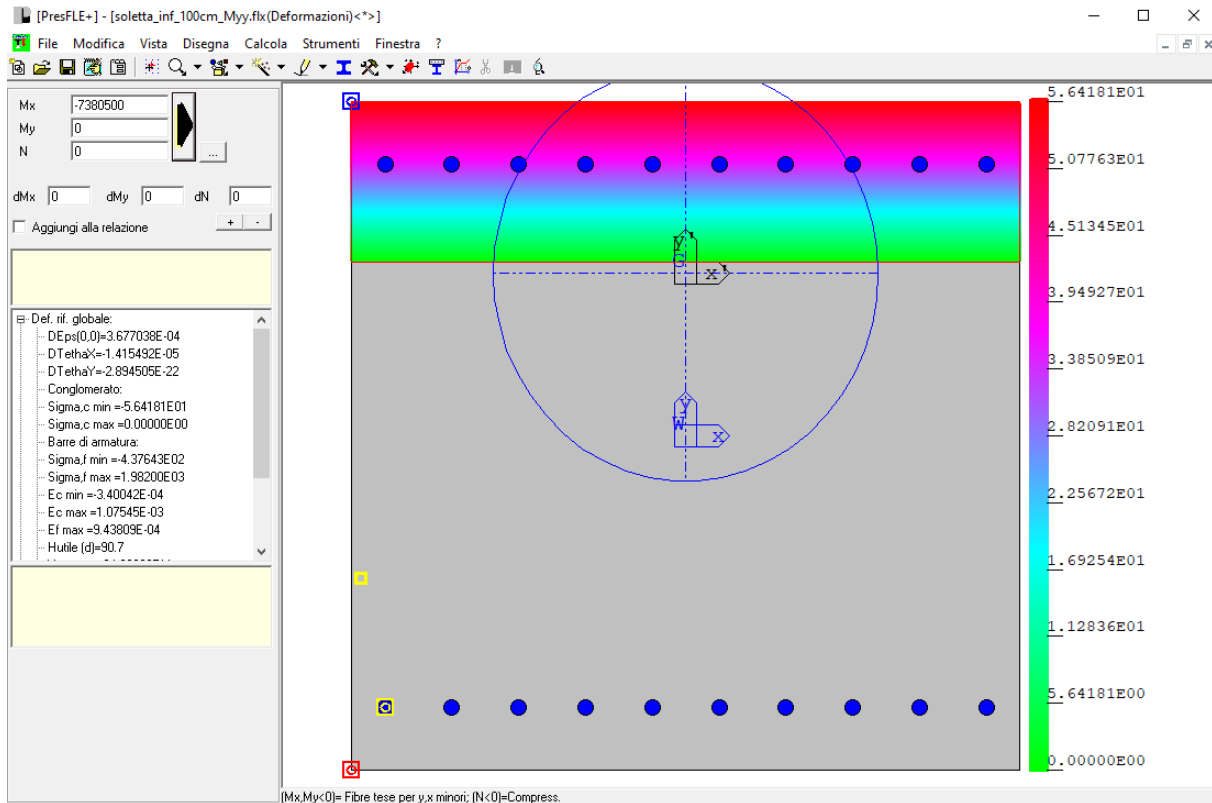


Fig. 277 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100	cm	base sezione
h =	100	cm	altezza sezione
c =	8.1	cm	ricoprimento dell'armatura
d =	90.7	cm	altezza utile armature
n ₁ =	10.00	-	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4	cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	4.00	-	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00	-	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.40 cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	46.50 cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	45.24 cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	23.25 cm	
$(h-x)/3 =$	24.51 cm	
$h/2 =$	50.00 cm	
$h_{c,eff} =$	23.25 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	2325.00 cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff}$		
$=$	0.0195 -	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	198.2 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0003400 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0009438 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	26.48 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	flessione -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4 x (25/c)^{2/3}$	1.553 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	12.6 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_{p,eff} =$	21.0 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		
$S_{r,max} =$	33.55 cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_i f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$		deformazione media
$0.6 \sigma_s / E_s$		
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm}

$k_t =$	0.4 -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0006273 -	
$0.6\sigma_s / E_s =$	0.0005801 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$ **0.21 mm**

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

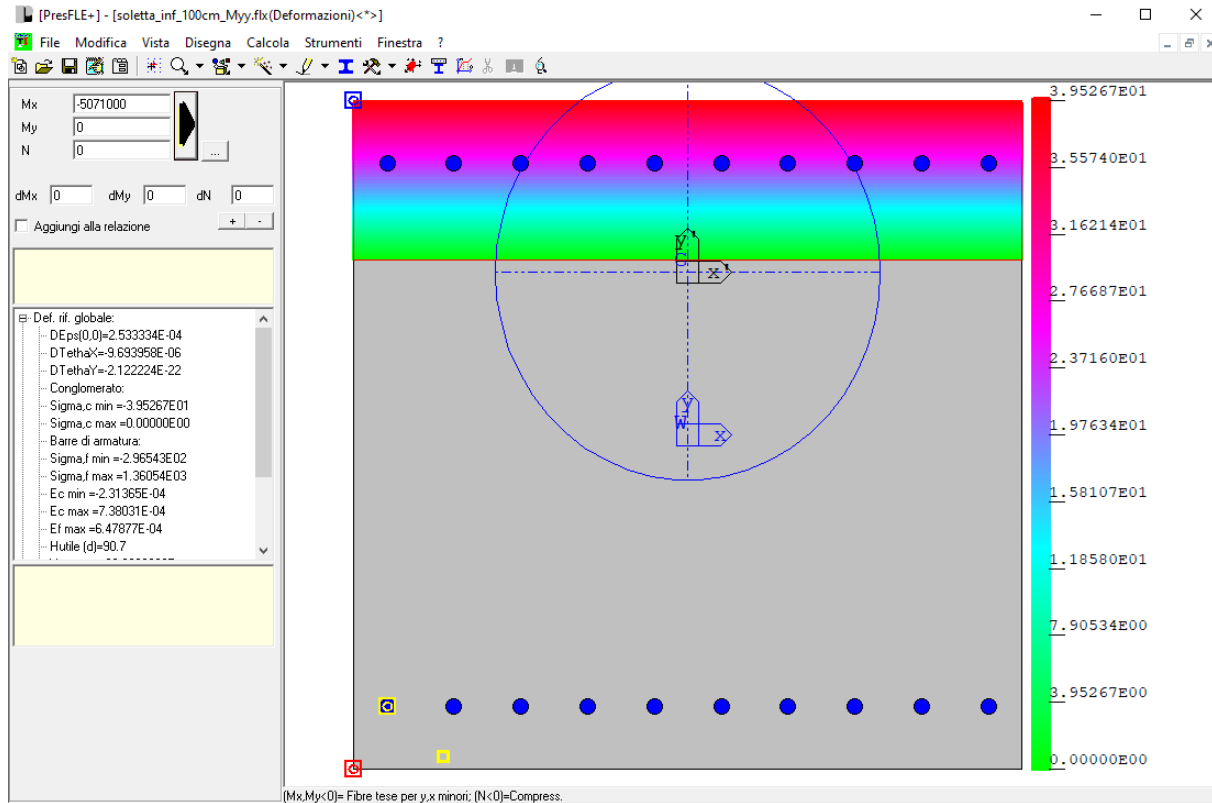


Fig. 278 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100	cm	base sezione
h =	100	cm	altezza sezione
c =	8.1	cm	ricoprimento dell'armatura
d =	90.7	cm	altezza utile armature
n ₁ =	10.00	-	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4	cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	4.00	-	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00	-	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
φ _{eq} =	2.40	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della
5(c+φ/2) =	46.50	cm	procedura

$A_s =$	45.24 cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	23.25 cm	
$(h-x)/3 =$	24.56 cm	
$h/2 =$	50.00 cm	
$h_{c,eff} =$	23.25 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	2325.00 cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff}$		
$=$	0.0195 -	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	136.1 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0002314 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0006479 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	26.31 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	flessione -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.553 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	12.6 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	21.0 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$		
$S_{r,max} =$	33.55 cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$		deformazione media
$0.6 \sigma_s / E_s$		
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rappporto E_s / E_{cm}
$k_t =$	0.4 -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0003242 -	

$$0.6\sigma_s/E_s = 0.0003982 -$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.13 \text{ mm}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 3.95 MPa < 14.4 MPa

13.5.3 Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

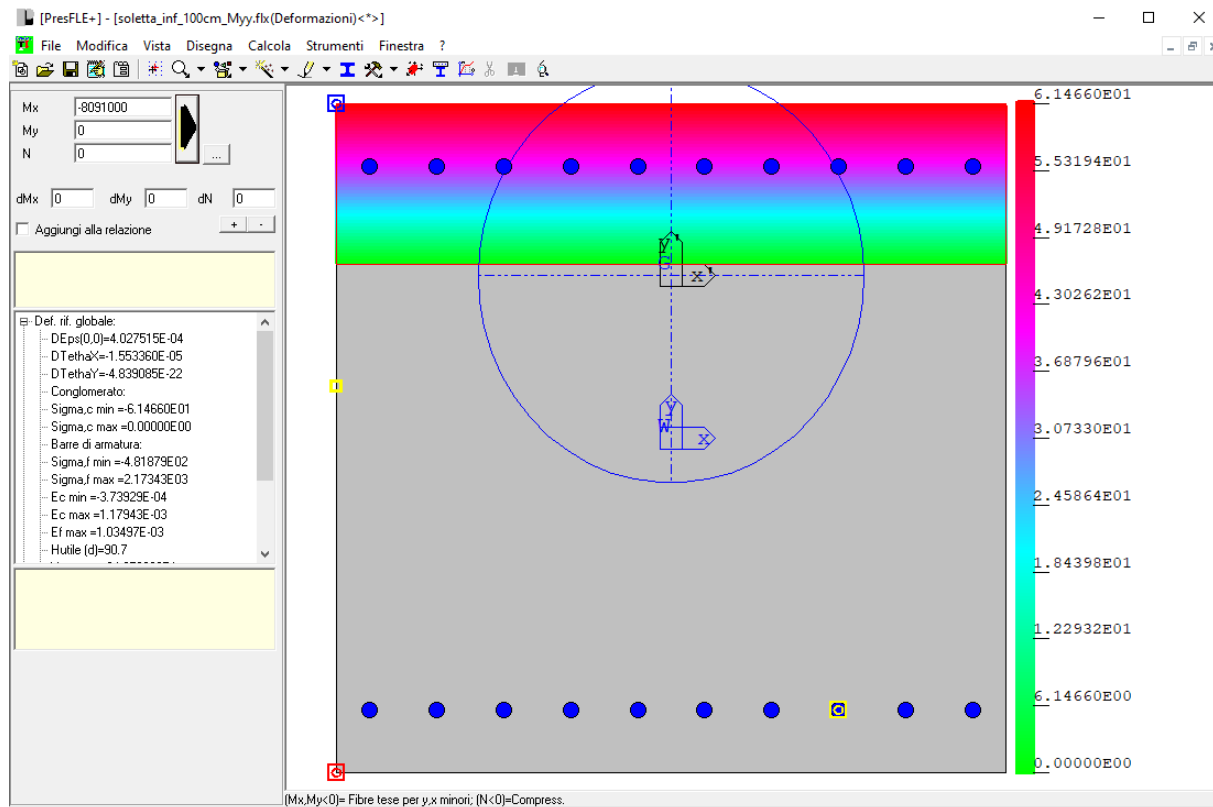


Fig. 279 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 6.14 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 174 MPa < 360 MPa

13.6 Verifiche a flessione soletta inferiore 60 cm – SLU/SLV

Si riportano nelle figure seguenti i risultati in termini di armatura richiesta per i piani inferiori e superiori nella due direzioni perpendicolari secondo cui le armature saranno disposte. Nei diagrammi dove la richiesta di armatura è nulla si intende che gli elementi siano armati con l’armatura minima.

Fig. 280 – Individuazione elementi nella struttura

Fig. 281 – Armatura richiesta superiore X – SLU/SLV

Fig. 282 – Armatura richiesta superiore Y – SLU/SLV

Fig. 283 – Armatura richiesta inferiore X – SLU/SLV

Fig. 284 – Armatura richiesta inferiore Y – SLU/SLV

13.7 Verifiche a taglio soletta inferiore 60 cm – SLU/SLV

Per la verifica a taglio si individua il valore del taglio resistente dovuto al solo contributo del calcestruzzo come indicato nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo.

Nelle figure seguenti si riporta il diagramma delle sollecitazioni di taglio combinato con valori limitati alla resistenza dovuta al solo calcestruzzo ($V_{Rdc} = 275.7$ kN). Le aree non colorate nel diagramma indicano le zone dove deve essere disposta opportuna armatura e taglio.

Fig. 285 – Taglio combinato – SLU/SLV

13.8 Verifiche stati limite di esercizio soletta inferiore 60 cm – SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si individua l'elemento finito che ha restituito la massima richiesta di armatura per le combinazioni SLU/SLV illustrate nei paragrafi precedenti. Nella figura seguente si mostra la localizzazione dell'elemento nel modello agli elementi finiti.

Fig. 286 – Localizzazione elemento per verifiche SLE

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni di verifica.

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
12647RARA01	0.00	-132.82	0.00	-235.55
12647RARA02	0.00	-132.46	0.00	-234.91
12647RARA03	0.00	-132.95	0.00	-235.73
12647RARA04	0.00	-133.33	0.00	-236.46
12647RARA05	0.00	-133.27	0.00	-236.37
12647RARA06	0.00	-133.05	0.00	-235.98
12647RARA07	0.00	-133.34	0.00	-236.47
12647RARA08	0.00	-133.57	0.00	-236.91
12647RARA09	0.00	-133.53	0.00	-236.86
12647RARA10	0.00	-133.41	0.00	-236.63
12647RARA11	0.00	-132.11	0.00	-234.27
12647RARA12	0.00	-132.60	0.00	-235.09
12647RARA13	0.00	-132.98	0.00	-235.82
12647RARA14	0.00	-132.92	0.00	-235.73
12647RARA15	0.00	-136.40	0.00	-241.79
12647RARA16	0.00	-136.70	0.00	-242.28
12647RARA17	0.00	-136.92	0.00	-242.72
12647RARA18	0.00	-136.89	0.00	-242.67
12647RARA19	0.00	-152.20	0.00	-280.85
12647RARA20	0.00	-151.84	0.00	-280.20

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
12647RARA21	0.00	-152.33	0.00	-281.03
12647RARA22	0.00	-152.71	0.00	-281.76
12647RARA23	0.00	-152.65	0.00	-281.67
12647RARA24	0.00	-152.43	0.00	-281.28
12647RARA25	0.00	-152.72	0.00	-281.77
12647RARA26	0.00	-152.95	0.00	-282.21
12647RARA27	0.00	-152.91	0.00	-282.16
12647RARA28	0.00	-152.79	0.00	-281.93
12647RARA29	0.00	-151.50	0.00	-279.56
12647RARA30	0.00	-151.99	0.00	-280.39
12647RARA31	0.00	-152.36	0.00	-281.12
12647RARA32	0.00	-152.30	0.00	-281.03
12647RARA33	0.00	-155.79	0.00	-287.08
12647RARA34	0.00	-156.08	0.00	-287.58
12647RARA35	0.00	-156.31	0.00	-288.02
12647RARA36	0.00	-156.27	0.00	-287.96
12647FREQ01	0.00	-132.73	0.00	-235.39
12647FREQ02	0.00	-132.83	0.00	-235.55
12647FREQ03	0.00	-132.91	0.00	-235.70
12647FREQ04	0.00	-132.89	0.00	-235.68
12647FREQ05	0.00	-132.85	0.00	-235.61
12647FREQ06	0.00	-132.59	0.00	-235.13
12647FREQ07	0.00	-132.69	0.00	-235.30
12647FREQ08	0.00	-132.77	0.00	-235.45
12647FREQ09	0.00	-132.75	0.00	-235.43
12647FREQ10	0.00	-152.11	0.00	-280.69
12647FREQ11	0.00	-152.21	0.00	-280.85
12647FREQ12	0.00	-152.29	0.00	-281.00
12647FREQ13	0.00	-152.27	0.00	-280.98
12647FREQ14	0.00	-152.23	0.00	-280.91
12647FREQ15	0.00	-151.97	0.00	-280.43
12647FREQ16	0.00	-152.07	0.00	-280.60
12647FREQ17	0.00	-152.15	0.00	-280.74
12647FREQ18	0.00	-152.14	0.00	-280.73
12647QP01	0.00	-121.60	0.00	-216.02
12647QP02	0.00	-140.98	0.00	-261.32

13.8.1 Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

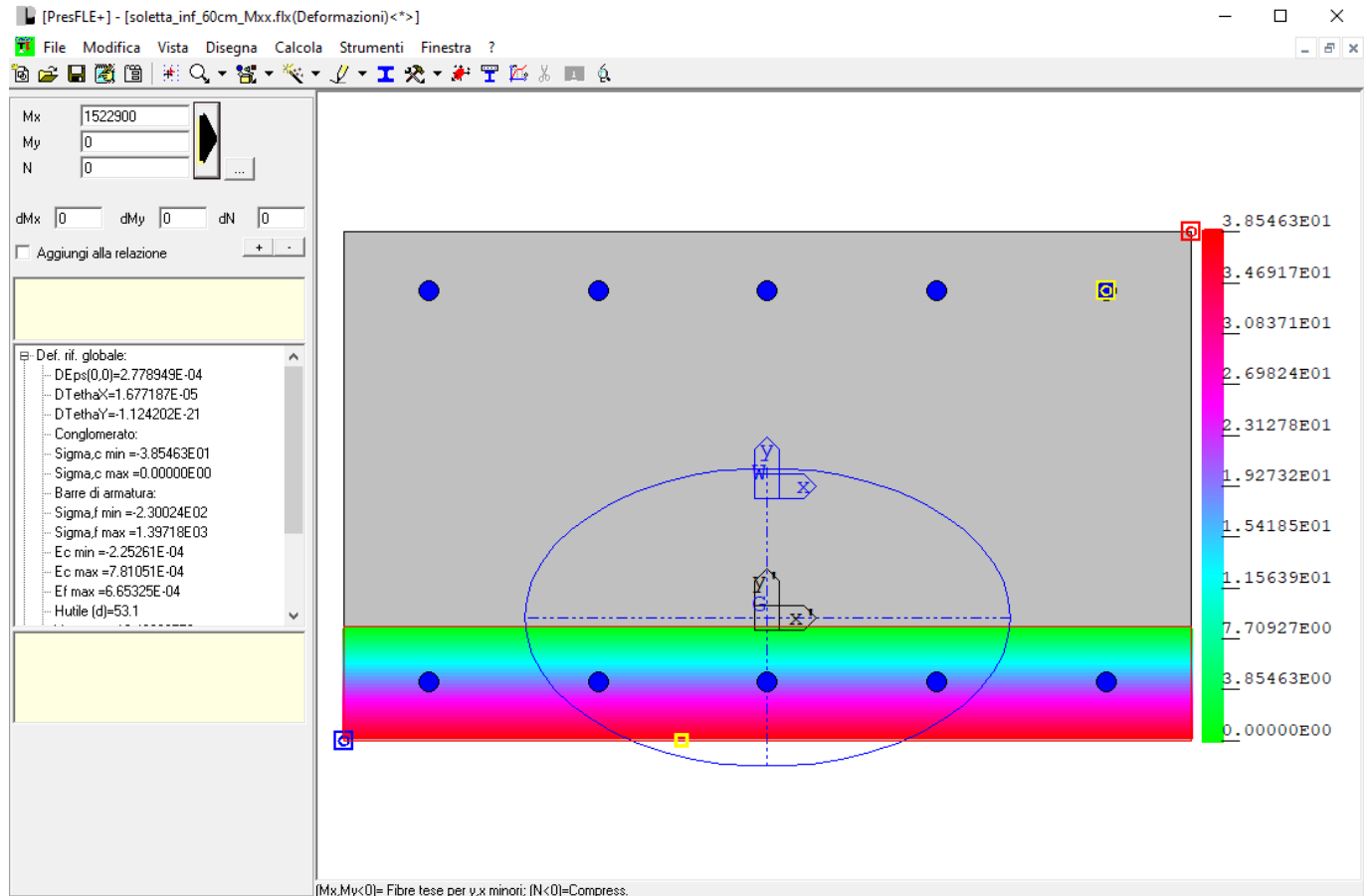


Fig. 287 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	5.7 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	53.1 cm	altezza utile armature
n_1 =	5.00 -	numero barre diametro f1
ϕ_1 =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n_2 =	0.00 -	numero barre diametro f2
ϕ_2 =	2 cm	diametro delle barre di armatura f2

$n_3 =$	0.00	-	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.40	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$5(c+\phi/2) =$	34.50	cm	
$A_s =$	22.62	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	17.25	cm	
$(h-x)/3 =$	17.66	cm	
$h/2 =$	30.00	cm	
$h_{c,eff} =$	17.25	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1725.00	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff} =$	0.0131	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	139.7	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0002253	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0016972	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	7.03	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.963	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	11.2	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	31.1	cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
$S_{r,max} =$	42.30	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls

$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0001952 -	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0004089 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$W_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$ **0.17 mm**

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

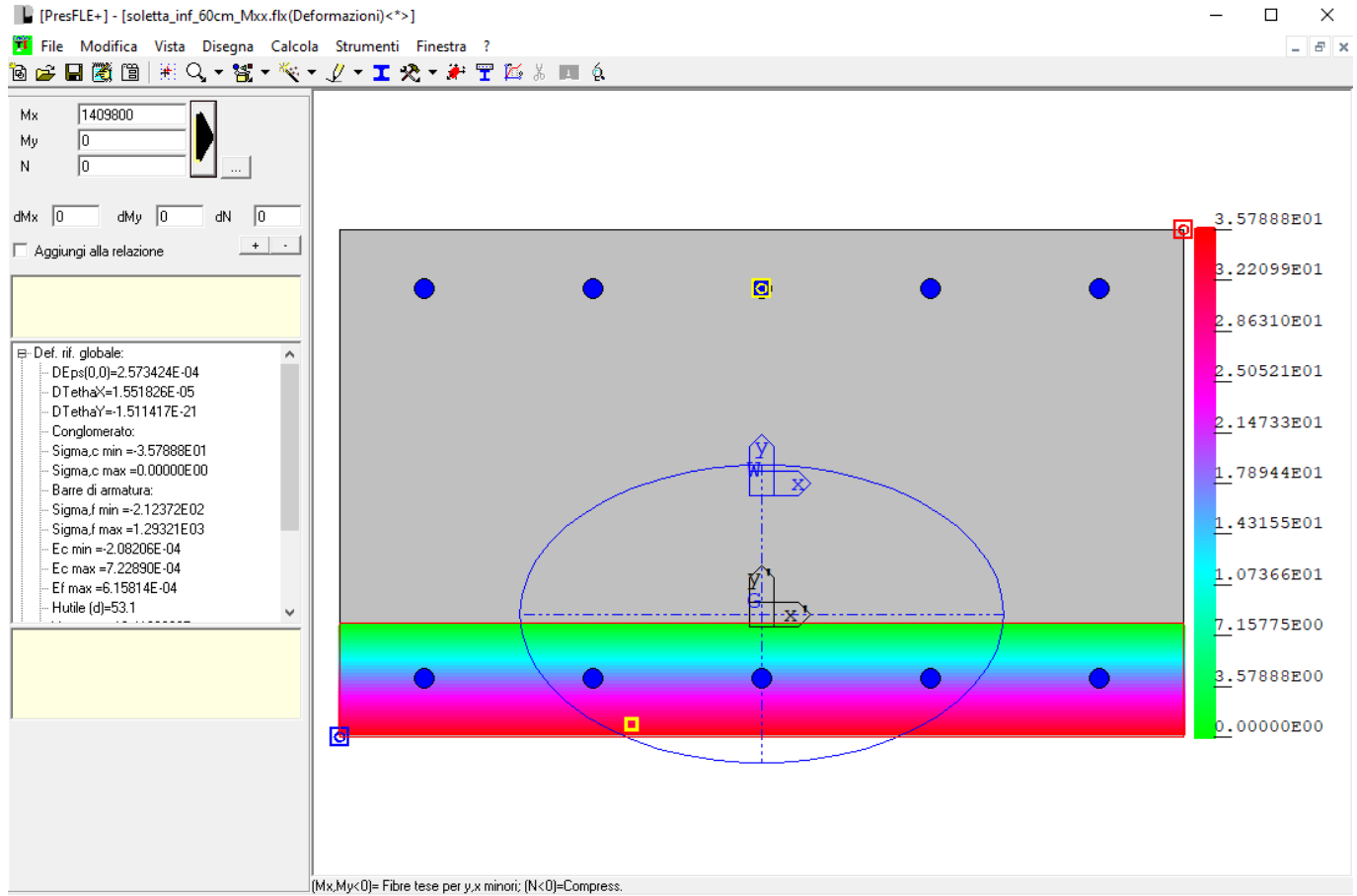


Fig. 288 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	5.7 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	53.1 cm	altezza utile armature
n_1 =	5.00 -	numero barre diametro f1
ϕ_1 =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n_2 =	4.00 -	numero barre diametro f2
ϕ_2 =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n_3 =	0.00 -	numero barre diametro f3
ϕ_3 =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.40	cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	34.50	cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	22.62	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	17.25	cm	
$(h-x)/3 =$	15.53	cm	
$h/2 =$	30.00	cm	
$h_{c,eff} =$	15.53	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1552.77	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff} =$	0.0146	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	129.3	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0002082	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0007229	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	13.42	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.963	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	11.2	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	28.0	cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
$S_{r,max} =$	39.20	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15	-	rapporto E_s / E_{cm}
$k_t =$	0.4	-	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga

durata

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.0001894 \quad -$$

$$0.6\sigma_s / E_s = 0.0003784 \quad -$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{0.15 \text{ mm}}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 3.58 MPa < 14.4 MPa

13.8.2 Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

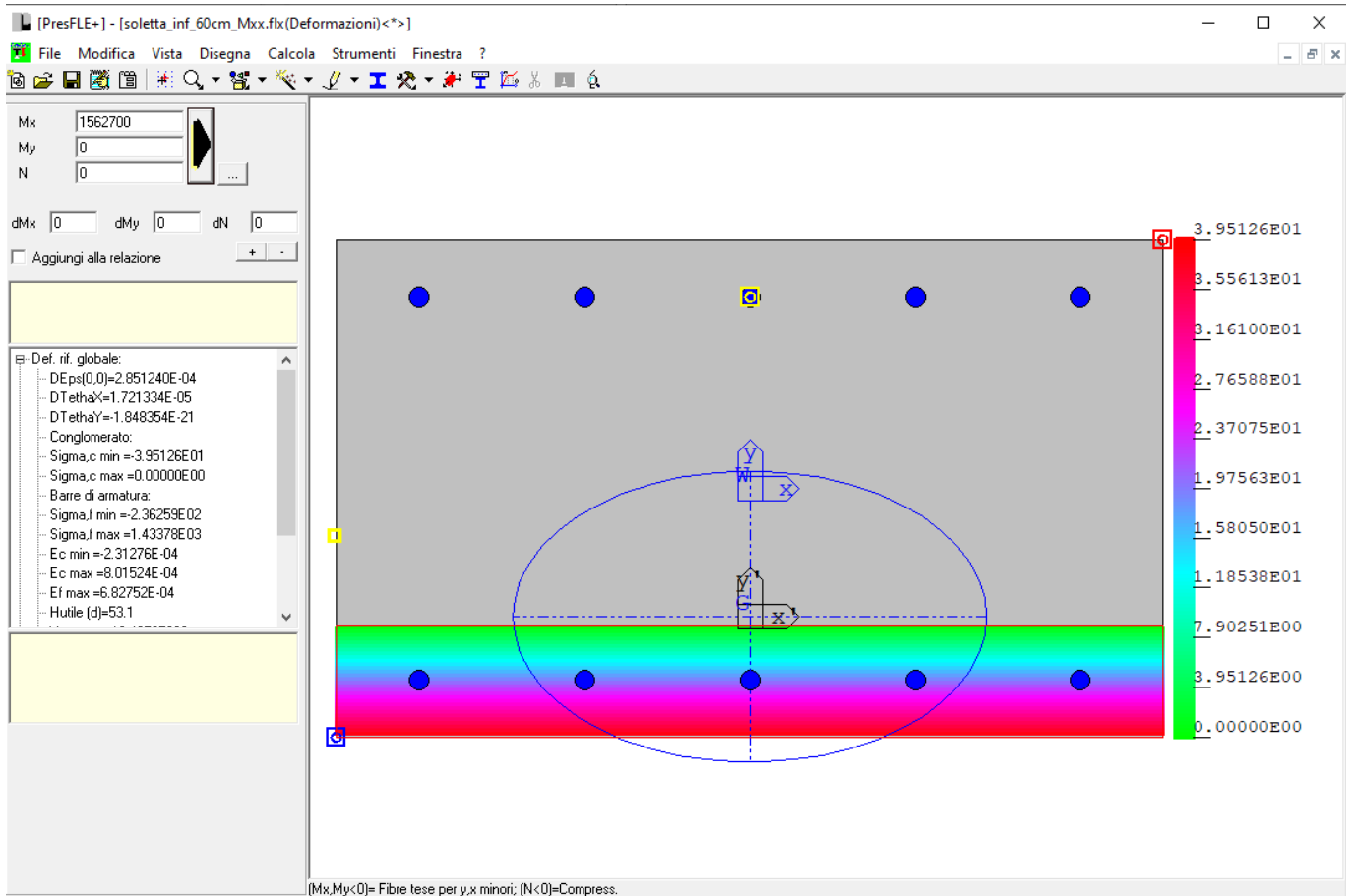


Fig. 289 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 3.95 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 143.3 MPa < 360 MPa

13.8.3 Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 +5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

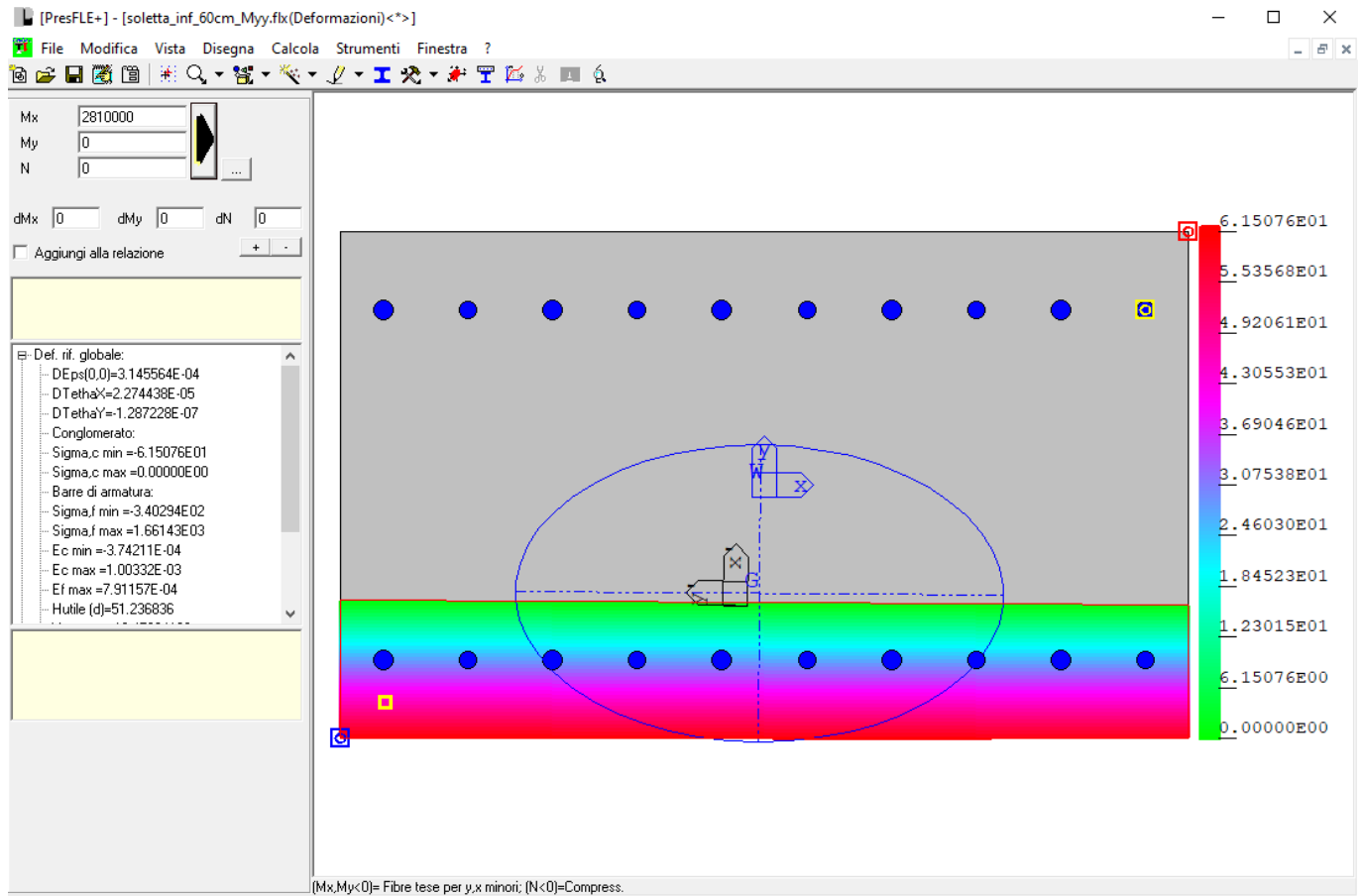


Fig. 290 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	8.1 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	50.8 cm	altezza utile armature
n ₁ =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1

$n_2 =$	5.00	-	numero barre diametro f2
$\phi_2 =$	2	cm	diametro delle barre di armatura f2
$n_3 =$	0.00	-	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.22	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$5(c+\phi/2) =$	46.05	cm	
$A_s =$	38.33	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	23.02	cm	
$(h-x)/3 =$	14.57	cm	
$h/2 =$	30.00	cm	
$h_{c,eff} =$	14.57	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1456.69	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff}$			
$=$	0.0263	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	166.1	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0003742	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0010033	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	16.30	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$s_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.553	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	12.6	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	14.3	cm	
$s_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
$s_{r,max} =$	26.91	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_{if} f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$			
$0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls

$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0005499 -	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0004863 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.15 \text{ mm}$$

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24+5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

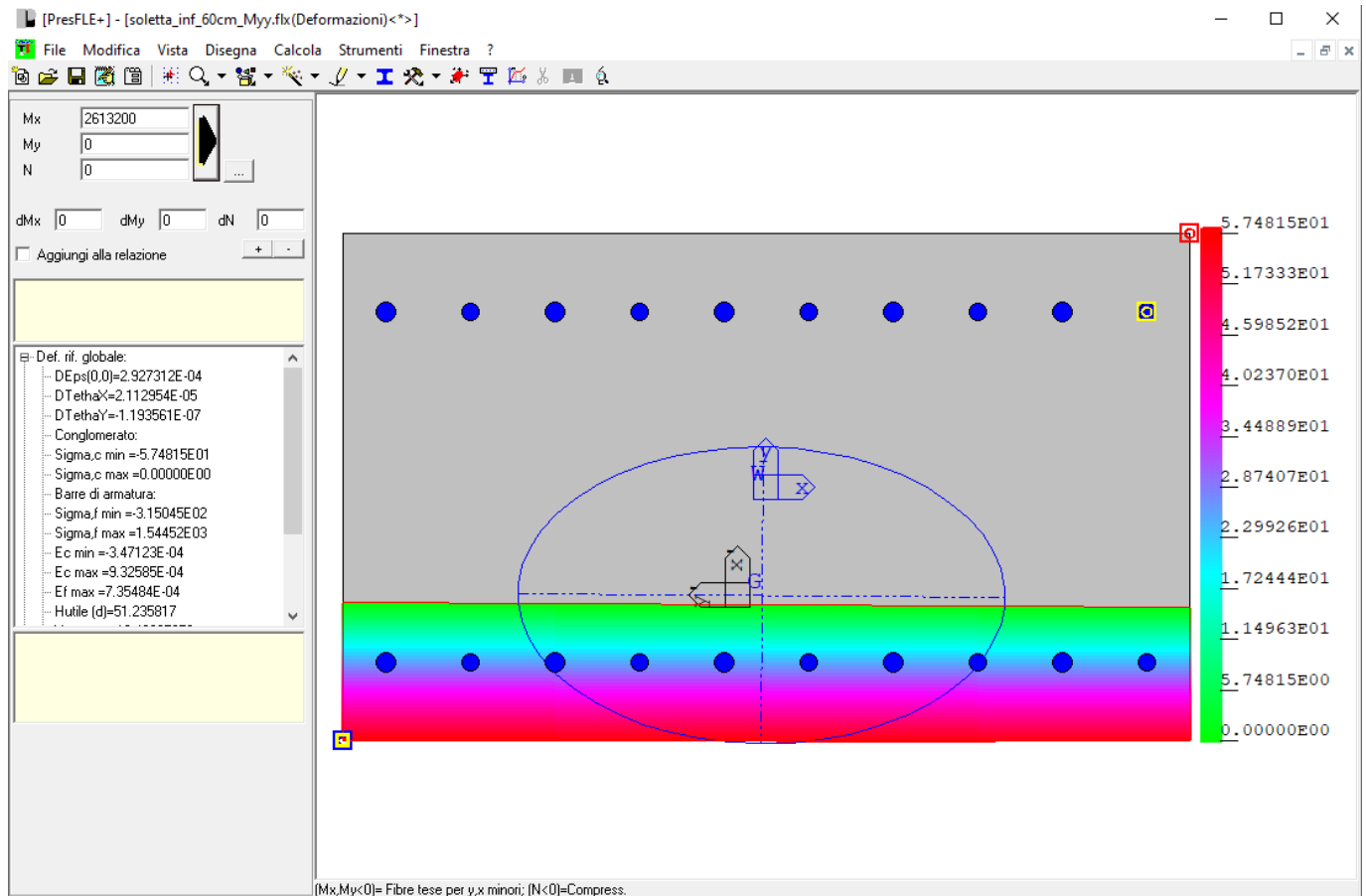


Fig. 291 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione eseguito secondo il paragrafo 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	60 cm	altezza sezione
c =	8.1 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	50.8 cm	altezza utile armature
$n_1 =$	5.00 -	numero barre diametro f1
$\phi_1 =$	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
$n_2 =$	5.00 -	numero barre diametro f2
$\phi_2 =$	2 cm	diametro delle barre di armatura f2
$n_3 =$	0.00 -	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0 cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.22 cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	46.05 cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	38.33 cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	23.02 cm	
$(h-x)/3 =$	13.59 cm	
$h/2 =$	30.00 cm	
$h_{c,eff} =$	13.59 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1358.73 cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff}$		
$=$	0.0282 -	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	154.5 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0003471 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0007355 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	19.24 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	flessione -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4 x (25/c)^{2/3}$	1.553 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	12.6 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_{p,eff} =$	13.4 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		
$S_{r,max} =$	25.95 cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_i f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$		deformazione media
$0.6 \sigma_s / E_s$		
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm}

$k_t =$	0.4 -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0005080 -	
$0.6\sigma_s / E_s =$	0.0004520 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$ **0.13 mm**

La tensione nel calcestruzzo è pari a 5.75 MPa < 14.4 MPa

13.8.4 Verifiche a tensioni di esercizio Myy RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24+5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

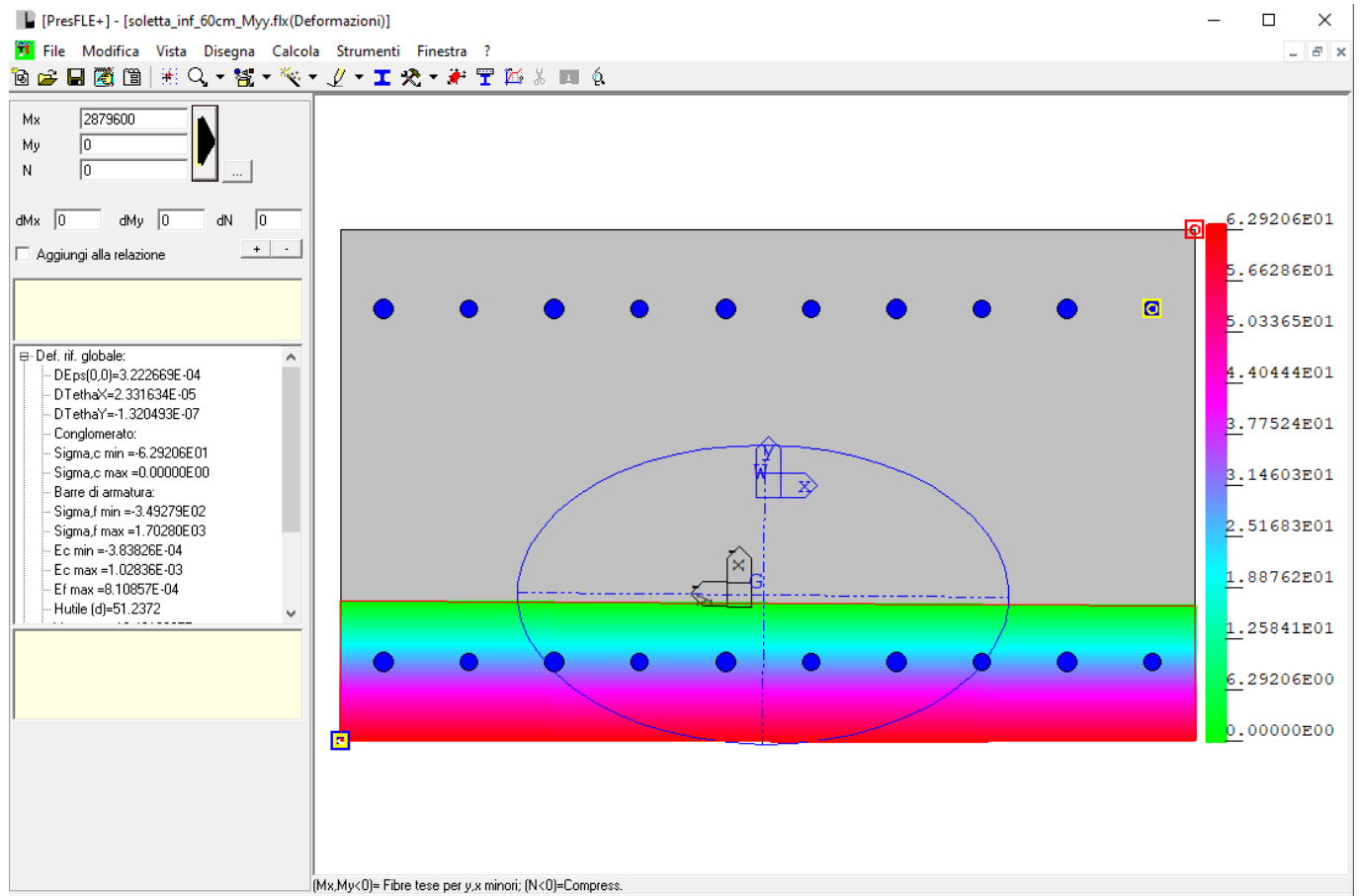


Fig. 292 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 6.29 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 170.3 MPa < 360 MPa

13.9

13.10 Verifiche a flessione muri 50 cm – SLU/SLV

Si riportano nelle figure seguenti i risultati in termini di armatura richiesta per i piani inferiori e superiori nella due direzioni perpendicolari secondo cui le armature saranno disposte. Nei diagrammi dove la richiesta di armatura è nulla si intende che gli elementi siano armati con l'armatura minima.

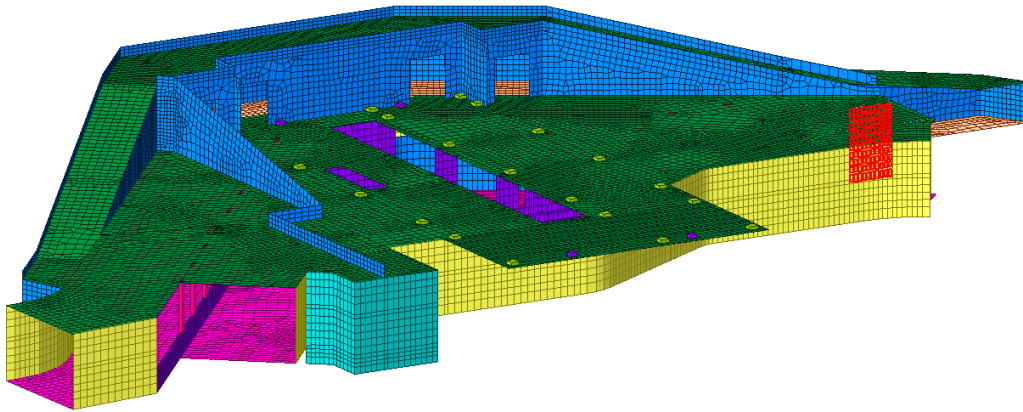


Fig. 293 – Individuazione elementi nella struttura

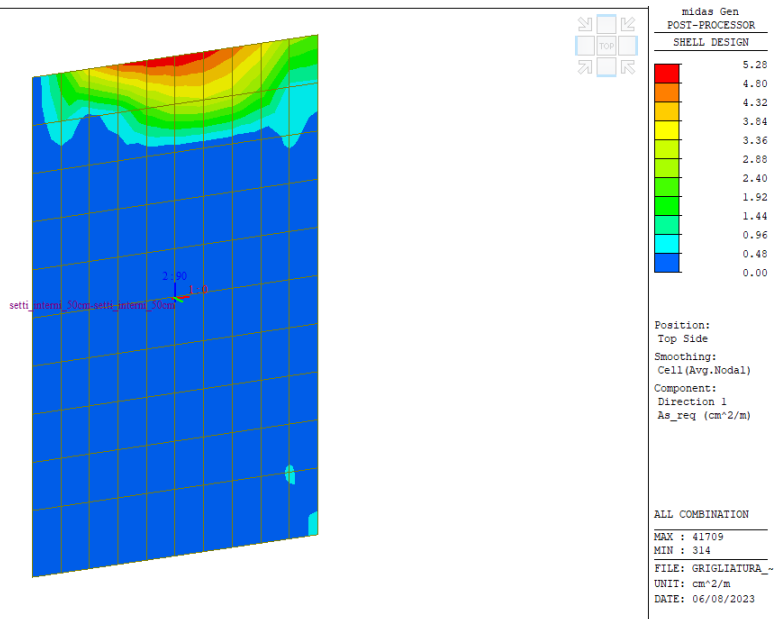


Fig. 294 – Armatura richiesta superiore X – SLU/SLV

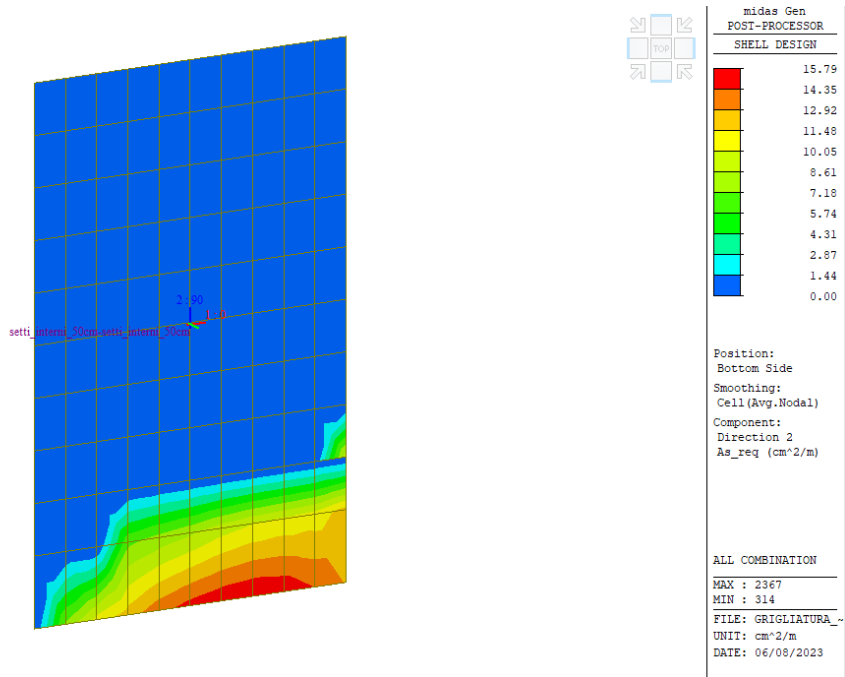


Fig. 297 – Armatura richiesta inferiore Y – SLU/SLV

13.11 Verifiche a taglio muri 50 cm – SLU/SLV

Per la verifica a taglio si individua il valore del taglio resistente dovuto al solo contributo del calcestruzzo come indicato nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo.

Nelle figure seguenti si riporta il diagramma delle sollecitazioni di taglio combinato con valori limitati alla resistenza dovuta al solo calcestruzzo ($V_{Rdc} = 221.3 \text{ kN}$). Le aree non colorate nel diagramma indicano le zone dove deve essere disposta opportuna armatura e taglio.

Fig. 298 – Taglio combinato – SLU/SLV

13.12 Verifiche stati limite di esercizio muri 50 cm – SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si individua l'elemento finito che ha restituito la massima richiesta di armatura per le combinazioni SLU/SLV illustrate nei paragrafi precedenti. Nella figura seguente si mostra la localizzazione dell'elemento nel modello agli elementi finiti.

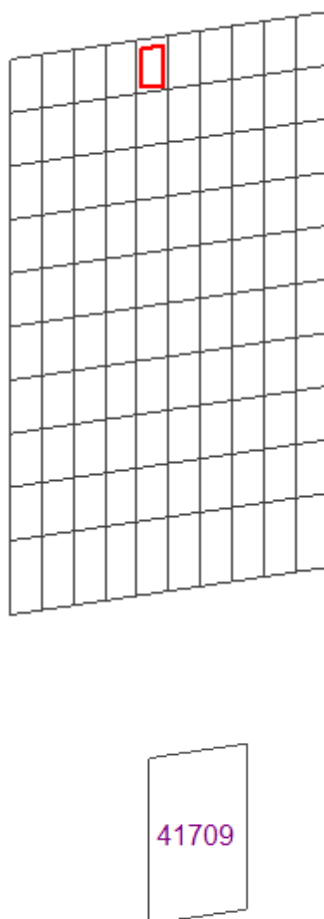


Fig. 299 – Localizzazione elemento per verifiche SLE

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni di verifica.

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
41709RARA01	16.45	-28.44	0.00	-69.72
41709RARA02	15.77	-28.36	0.00	-69.51
41709RARA03	15.99	-28.13	0.00	-68.90
41709RARA04	17.15	-28.35	0.00	-69.49

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
41709RARA05	15.92	-28.61	0.00	-70.19
41709RARA06	15.95	-28.42	0.00	-69.68
41709RARA07	16.08	-28.28	0.00	-69.31
41709RARA08	16.78	-28.41	0.00	-69.67
41709RARA09	16.04	-28.57	0.00	-70.09
41709RARA10	16.30	-28.46	0.00	-69.80
41709RARA11	15.82	-28.33	0.00	-69.42
41709RARA12	16.04	-28.10	0.00	-68.80
41709RARA13	17.21	-28.31	0.00	-69.40
41709RARA14	15.98	-28.58	0.00	-70.10
41709RARA15	14.95	-28.45	0.00	-69.78
41709RARA16	15.09	-28.31	0.00	-69.41
41709RARA17	15.78	-28.44	0.00	-69.77
41709RARA18	15.05	-28.60	0.00	-70.19
41709RARA19	11.93	-26.40	0.00	-64.36
41709RARA20	11.25	-26.32	0.00	-64.15
41709RARA21	11.47	-26.09	0.00	-63.54
41709RARA22	12.63	-26.31	0.00	-64.13
41709RARA23	11.40	-26.57	0.00	-64.84
41709RARA24	11.43	-26.38	0.00	-64.32
41709RARA25	11.56	-26.24	0.00	-63.95
41709RARA26	12.26	-26.37	0.00	-64.31
41709RARA27	11.52	-26.53	0.00	-64.73
41709RARA28	11.77	-26.42	0.00	-64.44
41709RARA29	11.30	-26.29	0.00	-64.06
41709RARA30	11.52	-26.06	0.00	-63.45
41709RARA31	12.68	-26.27	0.00	-64.04
41709RARA32	11.45	-26.54	0.00	-64.74
41709RARA33	10.44	-26.41	0.00	-64.42
41709RARA34	10.57	-26.27	0.00	-64.05
41709RARA35	11.27	-26.40	0.00	-64.41
41709RARA36	10.53	-26.56	0.00	-64.83
41709FREQ01	16.26	-28.39	0.00	-69.61
41709FREQ02	16.31	-28.35	0.00	-69.49
41709FREQ03	16.54	-28.39	0.00	-69.60
41709FREQ04	16.29	-28.44	0.00	-69.74
41709FREQ05	16.38	-28.41	0.00	-69.65
41709FREQ06	16.29	-28.38	0.00	-69.57
41709FREQ07	16.33	-28.34	0.00	-69.45

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
41709FREQ08	16.56	-28.38	0.00	-69.57
41709FREQ09	16.32	-28.43	0.00	-69.71
41709FREQ10	11.74	-26.36	0.00	-64.25
41709FREQ11	11.79	-26.31	0.00	-64.13
41709FREQ12	12.02	-26.35	0.00	-64.25
41709FREQ13	11.77	-26.41	0.00	-64.39
41709FREQ14	11.86	-26.37	0.00	-64.29
41709FREQ15	11.76	-26.34	0.00	-64.21
41709FREQ16	11.81	-26.30	0.00	-64.09
41709FREQ17	12.04	-26.34	0.00	-64.21
41709FREQ18	11.79	-26.39	0.00	-64.35
41709QP01	19.74	-28.21	0.00	-69.04
41709QP02	15.17	-26.17	0.00	-63.68

13.12.1 Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

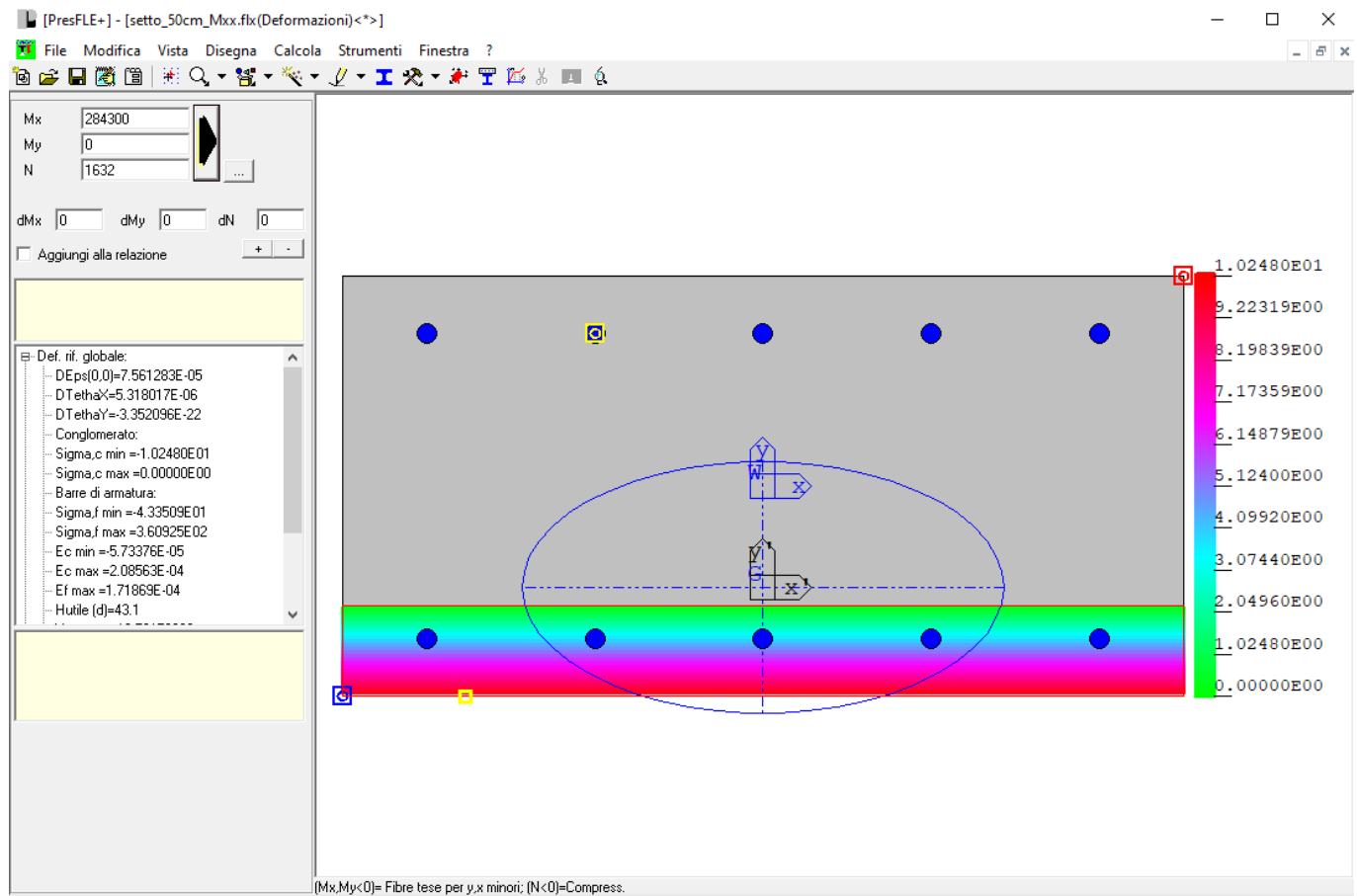


Fig. 300 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	50 cm	altezza sezione
c =	5.3 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	43.7 cm	altezza utile armature
n_1 =	5.00 -	numero barre diametro f1
ϕ_1 =	2 cm	diametro delle barre di armatura f1

$n_2 =$	5.00	-	numero barre diametro f2
$\phi_2 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f2
$n_3 =$	0.00	-	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.00	cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	31.50	cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	15.71	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	15.75	cm	
$(h-x)/3 =$	12.50	cm	
$h/2 =$	25.00	cm	
$h_{c,eff} =$	12.50	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1249.74	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff} =$	0.0126	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	36.0	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0000573	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0001719	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	12.51	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_3X\phi / \rho_{p,eff} =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	2.060	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3XC =$	10.9	cm	
$k_1k_2k_3X\phi / \rho_{p,eff} =$	27.1	cm	
$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_3X\phi / \rho_{p,eff} =$			
$S_{r,max} =$	37.97	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_{ifctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6\sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls

$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	-0.0003301 -	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0001054 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{0.04 \text{ mm}}$

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

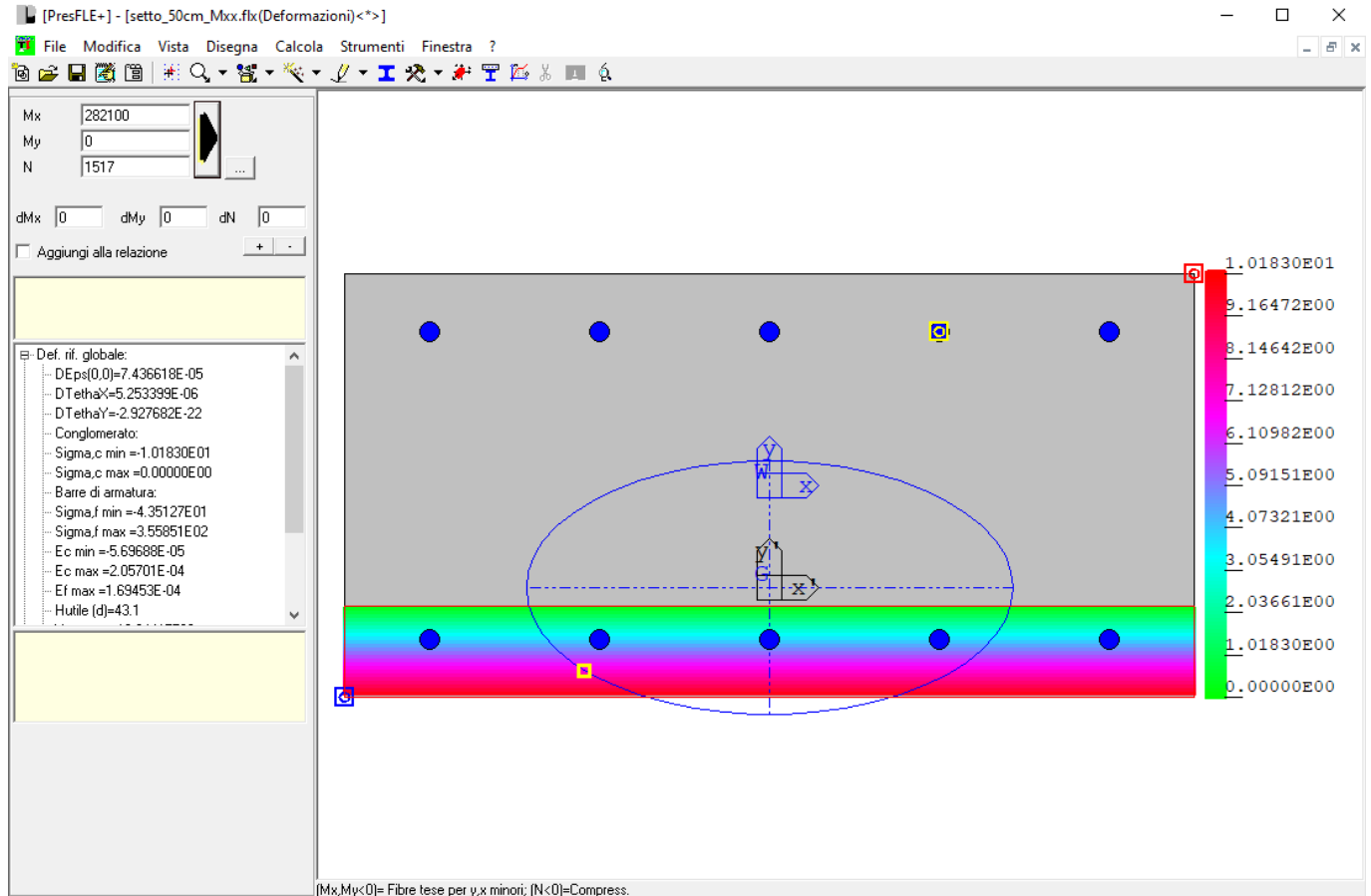


Fig. 301 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	50 cm	altezza sezione
c =	5.3 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	43.7 cm	altezza utile armature
n ₁ =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2 cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	5.00 -	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00 -	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.00	cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	31.50	cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	15.71	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	15.75	cm	
$(h-x)/3 =$	12.47	cm	
$h/2 =$	25.00	cm	
$h_{c,eff} =$	12.47	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1247.33	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff} =$	0.0126	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	35.6	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.000570	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0001695	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	12.58	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	2.060	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	10.9	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	27.0	cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
$S_{r,max} =$	37.92	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15	-	rapporto E_s / E_{cm}
$k_t =$	0.4	-	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga

durata

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = -0.0003311 \quad -$$

$$0.6\sigma_s / E_s = 0.0001042 \quad -$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{0.04} \text{ mm}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 1.02 MPa < 14.4 MPa

13.12.1 Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

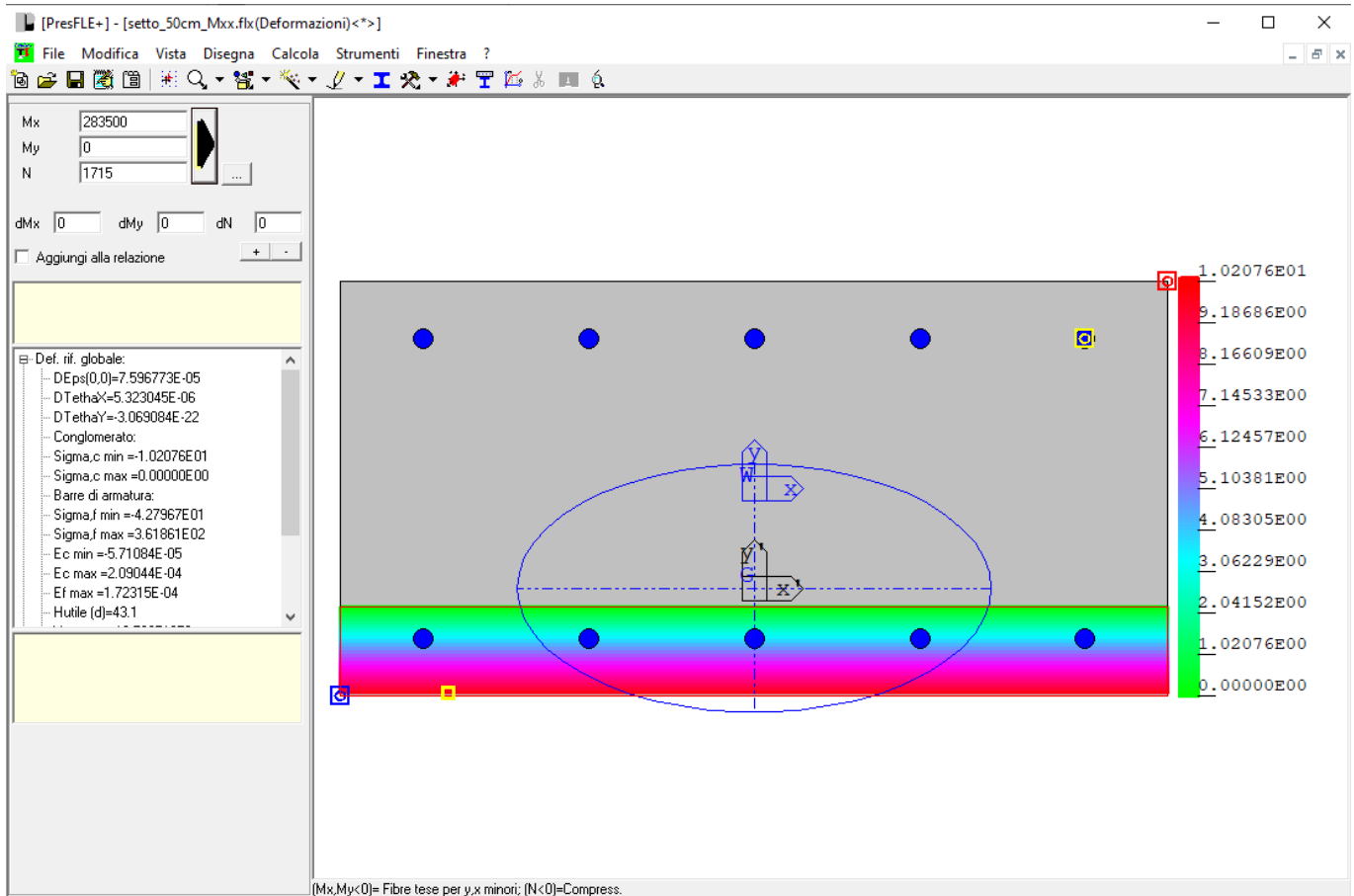


Fig. 302 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 1.02 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 36.2 MPa < 360 MPa

13.12.2 Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

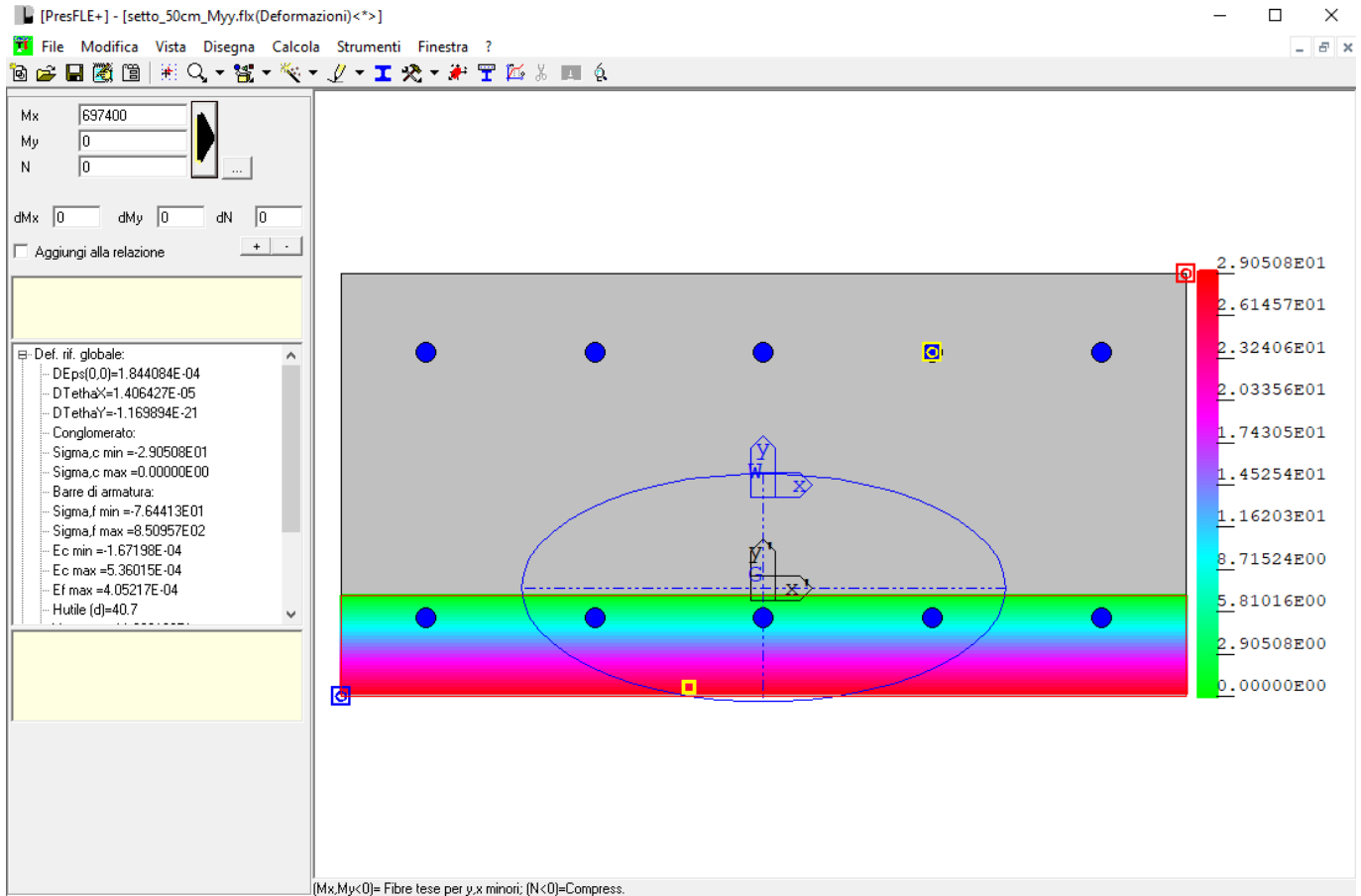


Fig. 303 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	50 cm	altezza sezione
c =	7.3 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	41.7 cm	altezza utile armature
n ₁ =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2 cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	5.00 -	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2

$n_3 =$	0.00	-	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.00	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$5(c+\phi/2) =$	41.50	cm	
$A_s =$	15.71	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	20.75	cm	
$(h-x)/3 =$	11.80	cm	
$h/2 =$	25.00	cm	
$h_{c,eff} =$	11.80	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1179.85	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff}$			
$=$	0.0133	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	85.1	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0001672	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0004052	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	14.60	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_p,eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.664	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3XC =$	12.1	cm	
$k_1k_2k_3X\phi / \rho_p,eff =$	25.5	cm	
$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_p,eff =$			
$S_{r,max} =$	37.69	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$			
$0.6\sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo

$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	-0.0000643 -	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0002491 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.09 \text{ mm}$$

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

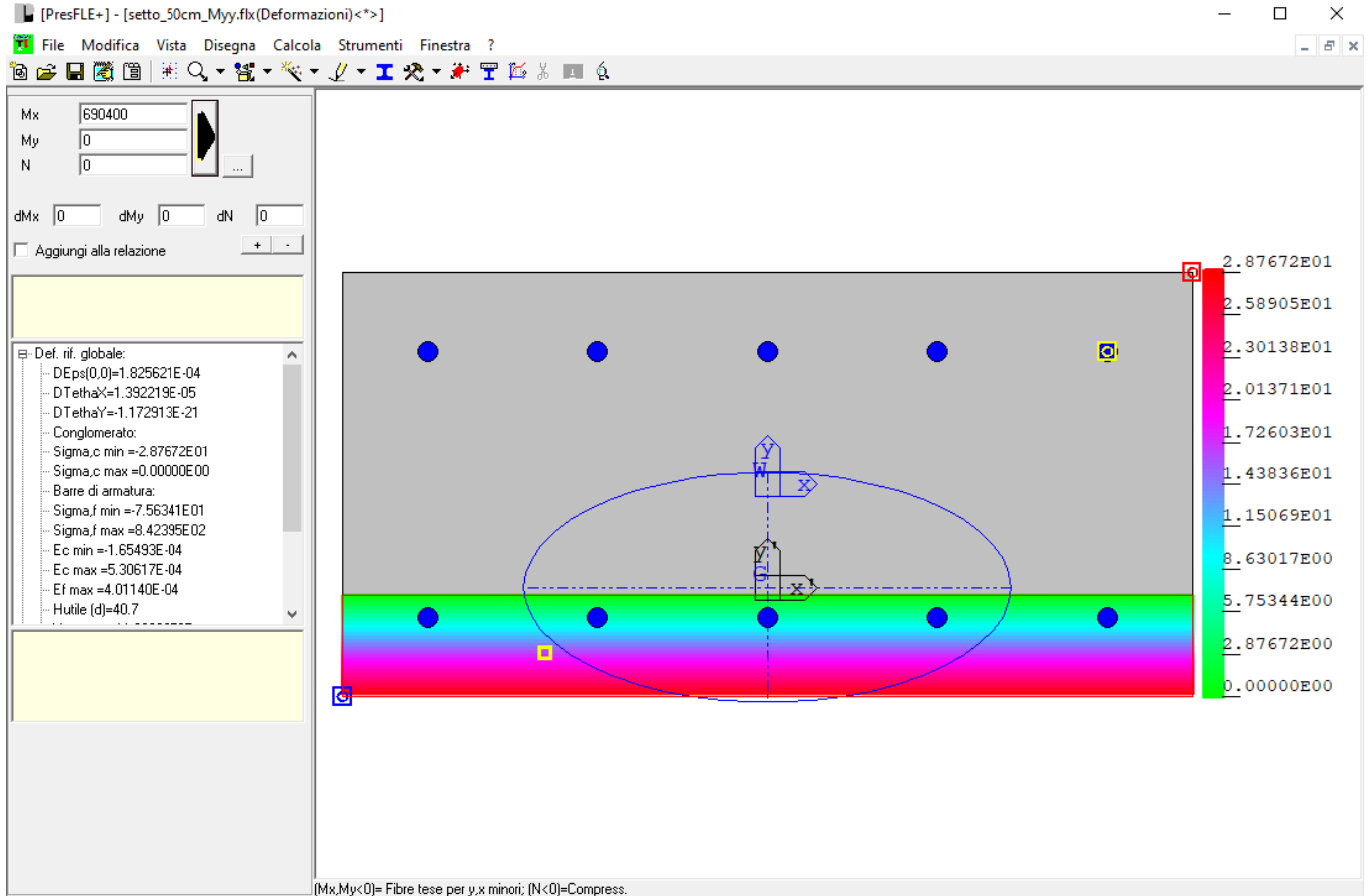


Fig. 304 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	50 cm	altezza sezione
c =	7.3 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	41.7 cm	altezza utile armature
n1 =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ1 =	2 cm	diametro delle barre di armatura f1
n2 =	5.00 -	numero barre diametro f2
φ2 =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n3 =	0.00 -	numero barre diametro f3
φ3 =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.00 cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	41.50 cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	15.71 cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$		
$2.5(h-d) =$	20.75 cm	
$(h-x)/3 =$	11.80 cm	
$h/2 =$	25.00 cm	
$h_{c,eff} =$	11.80 cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1179.89 cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff}$		
$=$	0.0133 -	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	84.2 MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0001655 -	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0004011 -	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	14.60 cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00	
sollecitazione di	flessione -	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8	coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500 -	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.664 -	
$k_4 =$	0.425 -	
$k_3 x c =$	12.1 cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_{p,eff} =$	25.5 cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_{p,eff} =$		
$S_{r,max} =$	37.69 cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_i f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$		deformazione media
$0.6 \sigma_s / E_s$		
$E_s =$	205000 MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40 MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8 MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm}

$k_t =$	0.4 -	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	-0.0000685 -	
$0.6\sigma_s / E_s =$	0.0002466 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$ **0.09** mm

La tensione nel calcestruzzo è pari a 2.88 MPa < 14.4 MPa

13.12.3 Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f20 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

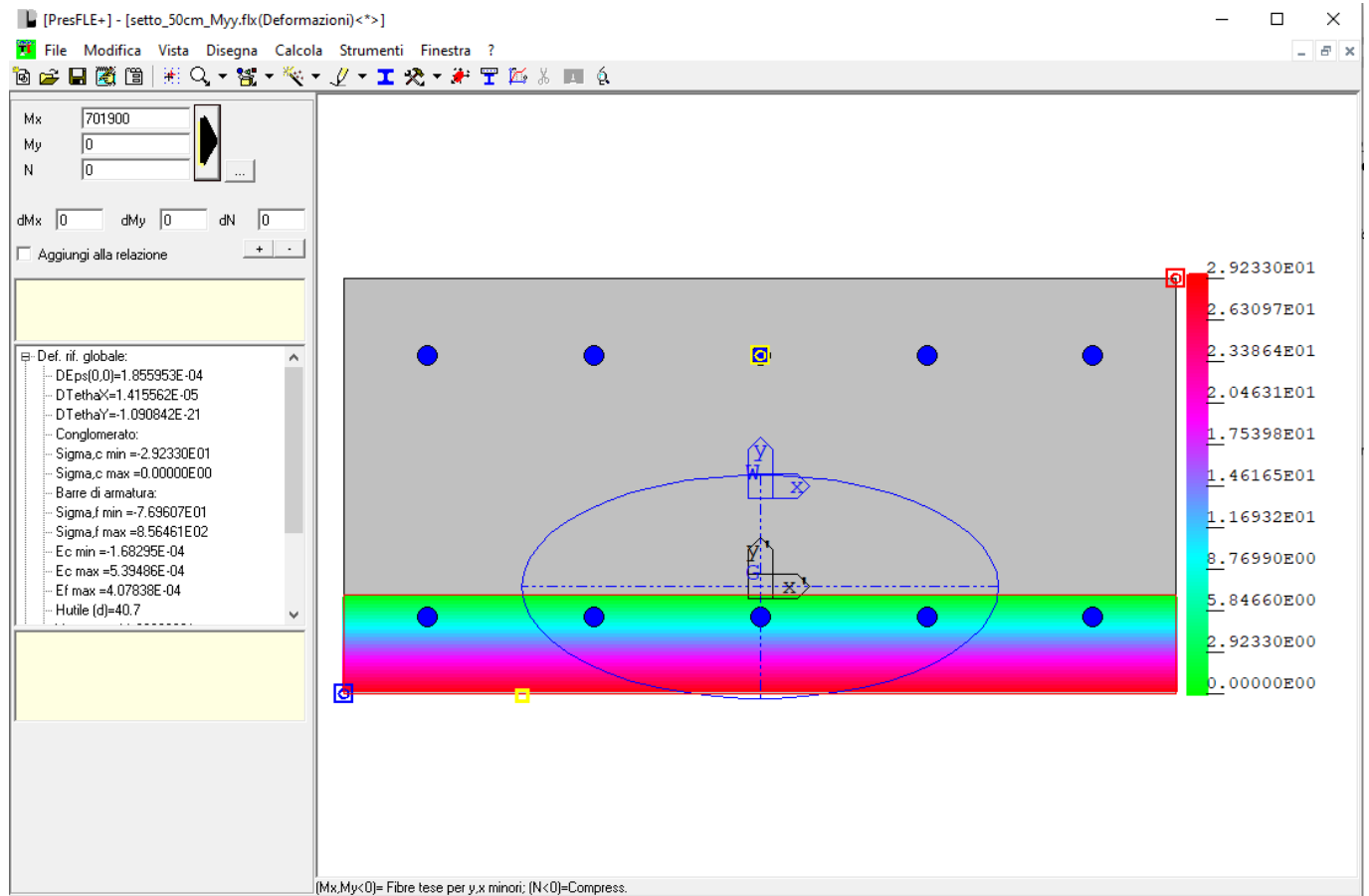


Fig. 305 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 2.92 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 85.64 MPa < 360 MPa

13.13

13.14 Verifiche a flessione muri 30 cm – SLU/SLV

Si riportano nelle figure seguenti i risultati in termini di armatura richiesta per i piani inferiori e superiori nella due direzioni perpendicolari secondo cui le armature saranno disposte. Nei diagrammi dove la richiesta di armatura è nulla si intende che gli elementi siano armati con l'armatura minima.

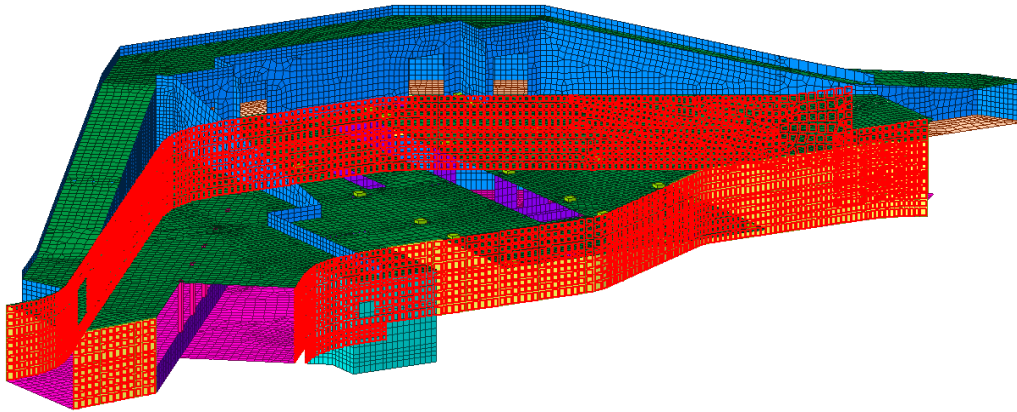


Fig. 306 – Individuazione elementi nella struttura

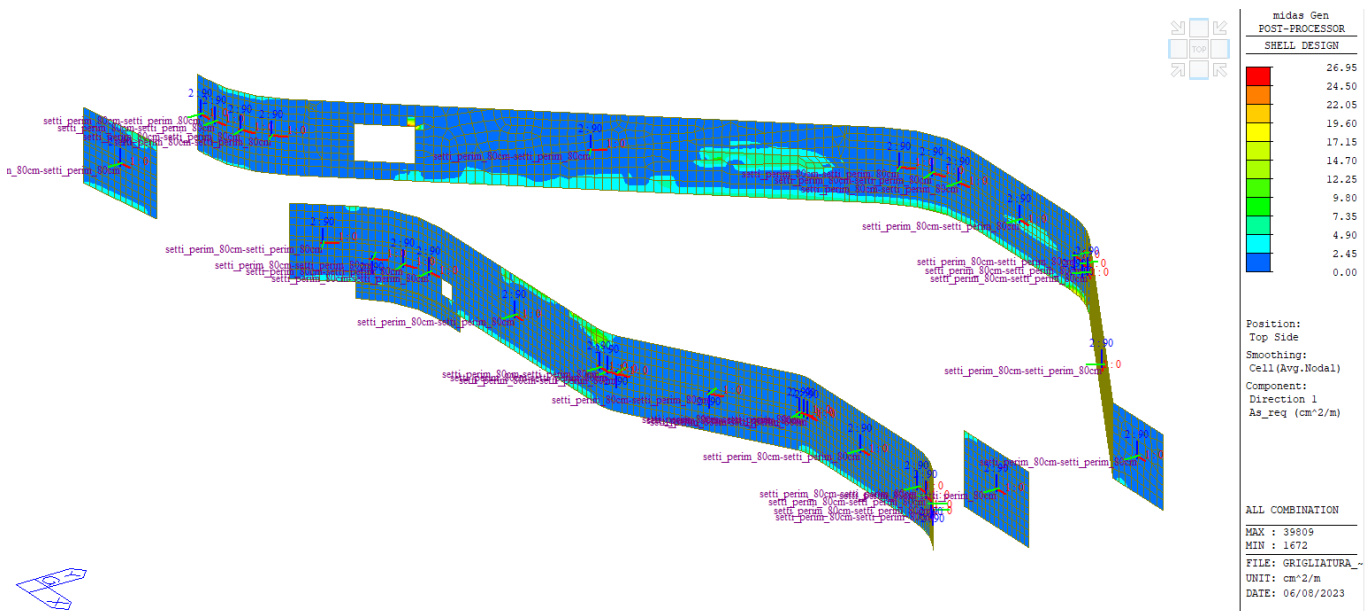


Fig. 307 – Armatura richiesta superiore X – SLU/SLV

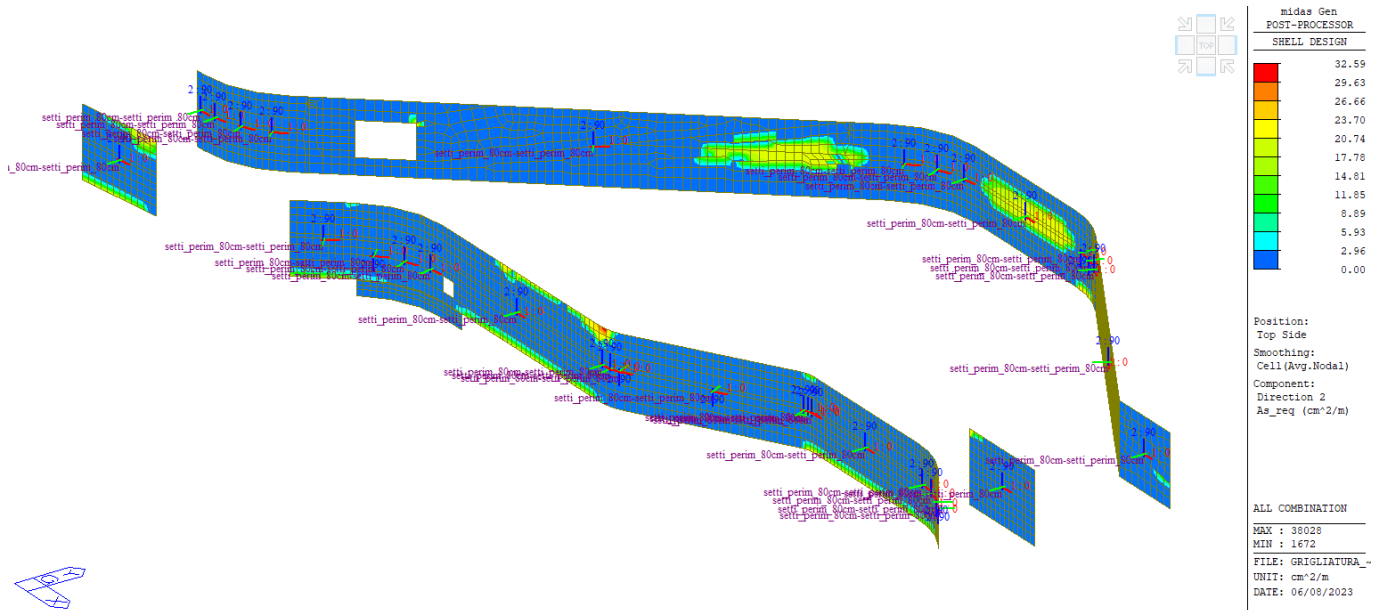


Fig. 308 – Armatura richiesta superiore Y – SLU/SLV

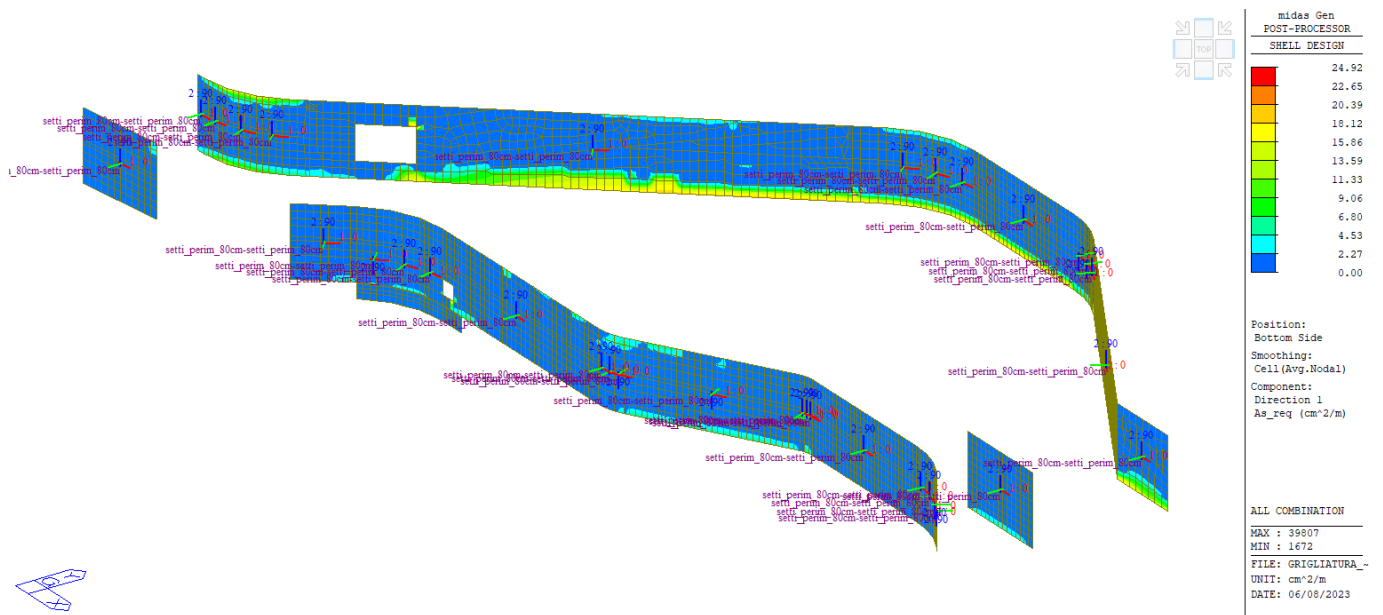


Fig. 309 – Armatura richiesta inferiore X – SLU/SLV

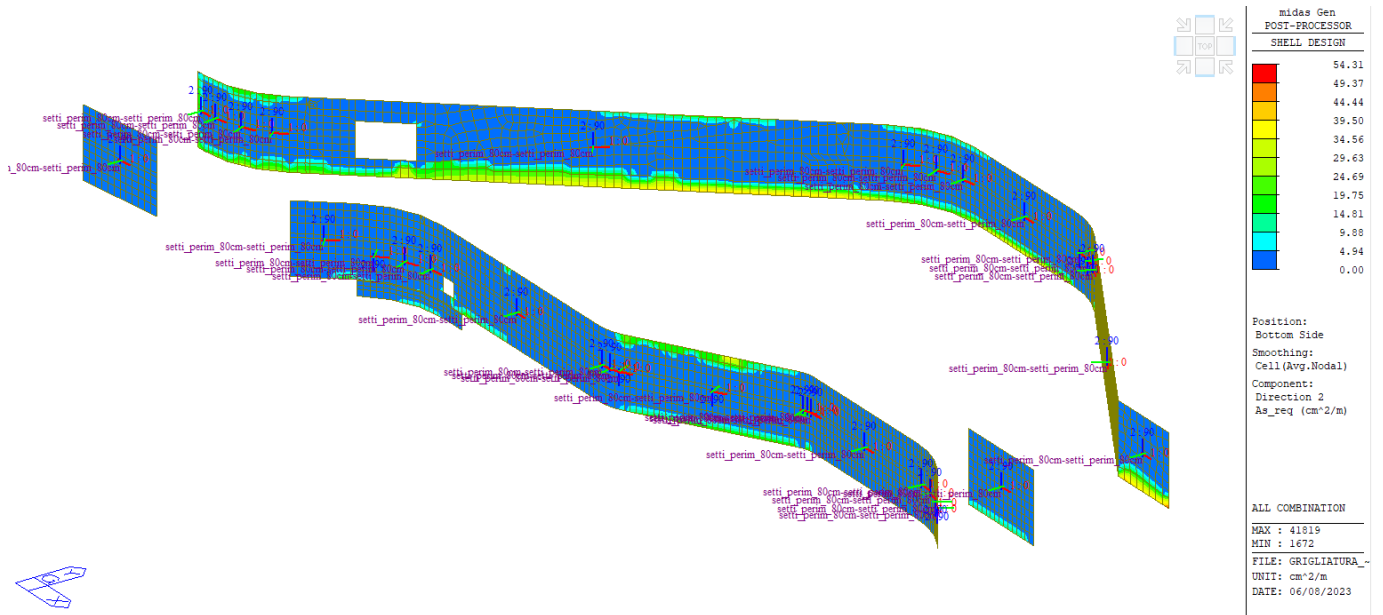


Fig. 310 – Armatura richiesta inferiore Y – SLU/SLV

13.15 Verifiche a taglio muri 30 cm – SLU/SLV

Per la verifica a taglio si individua il valore del taglio resistente dovuto al solo contributo del calcestruzzo come indicato nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo.

SECTION =	setti 80 cm		
- proprietà dei materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	Coefficiente parziale di resistenza dell'acciaio
$f_{ywd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto di snervamento dell'acciaio
$R_{ck} =$	40.0	MPa	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$f_{ck} =$	32.0	MPa	Coefficiente parziale di resistenza del calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	Coefficiente di riduzione resistenza
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.1	MPa	Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato a taglio
- Geometria della sezione			
Element = Area(Joint) =		-	
H =	800	mm	Altezza soletta
b =	1000	mm	Larghezza soletta
d =	731	mm	Altezza utile
z = 0.9d =	658	mm	braccio delle forze interne
c'+ ϕ /2 =	69	mm	copriferro
- Sollecitazioni			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale (>0 compressione)
$V_{Ed} =$	300.0	KN	Taglio agente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.0	MPa	Tensione normale
- Armatura longitudinale			
$s_{x1} =$	200	mm	Interasse armature secondo X (primo strato)
$s_{y1} =$	200	mm	Interasse armature secondo Y (primo strato)
$\phi_{x1} =$	20	mm	Diametro armature secondo X (primo strato)
$\phi_{y1} =$	20	mm	Diametro armature secondo Y (primo strato)
$s_{x2} =$	200	mm	Interasse armature secondo X (secondo strato)
$s_{y2} =$	200	mm	Interasse armature secondo Y (secondo strato)
$\phi_{x2} =$	0	mm	Diametro armature secondo X (secondo strato)
$\phi_{y2} =$	0	mm	Diametro armature secondo Y (secondo strato)
$A_{sx} =$	15.71	m ² /cm ²	Armatura longitudinale (secondo X)
$A_{sy} =$	15.71	m ² /cm ²	Armatura longitudinale (secondo Y)
$\rho_x = A_{sx}/(b_w d) =$	0.002	-	Rapporto di armatura (secondo X)
$\rho_y = A_{sy}/(b_w d) =$	0.002	-	Rapporto di armatura (secondo Y)
$\rho_l = \min[0.02; (\rho_x^2 + \rho_y^2)^{0.5}]$	0.003	-	Rapporto di armatura
- Verifica degli elementi senza armatura a taglio			

$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.523	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.372	MPa	
$v =$	0.610	-	
$V_{Rd,c3} =$	2056.8	kN	
$V_{Rd,c1} =$	285.2	kN	
$V_{Rd,c2} =$	272.0	kN	
$V_{Rd,c} = \max[V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}]$	285.2	kN	
Verifica [$V_{Rd,c3} \geq V_{Ed}$] =	armatura richiesta	-	
- Verifica degli elementi con armatura a taglio			
$\alpha_{cw} =$	1.0	-	
$v_1 =$	0.50	-	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	12	mm	Diametro spille
$n_b =$	5.000	-	numero spille
$s =$	20	cm	Intereasse spille
$A_{sw}/s =$	28.3	cm ² /m	Area delle staffe disponibile
$\theta' =$		°	
$\arcsen[A_{sw}f_{ywd}/(b_w s \alpha_{cw} v_1 f_{cd})]^{0.5}$	20.4	°	
$\theta = \max(\theta'; 21.8)$	21.8	°	Inclinazione biella compressa
$V_{Rd,s} =$	1819.9	kN	Resistenza a taglio delle staffe
$V_{Rd,max} =$	2056.8	kN	Resistenza massima a taglio dovuta al calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) =$	1819.9	kN	Resistenza a taglio della soletta
Verifica [$V_{Rd} \geq V_{Ed}$] =	OK	-	Verifica

Nelle figure seguenti si riporta il diagramma delle sollecitazioni di taglio combinato con valori limitati alla resistenza dovuta al solo calcestruzzo ($V_{Rdc} = 285.2$ kN). Le aree non colorate nel diagramma indicano le zone dove deve essere disposta opportuna armatura e taglio.

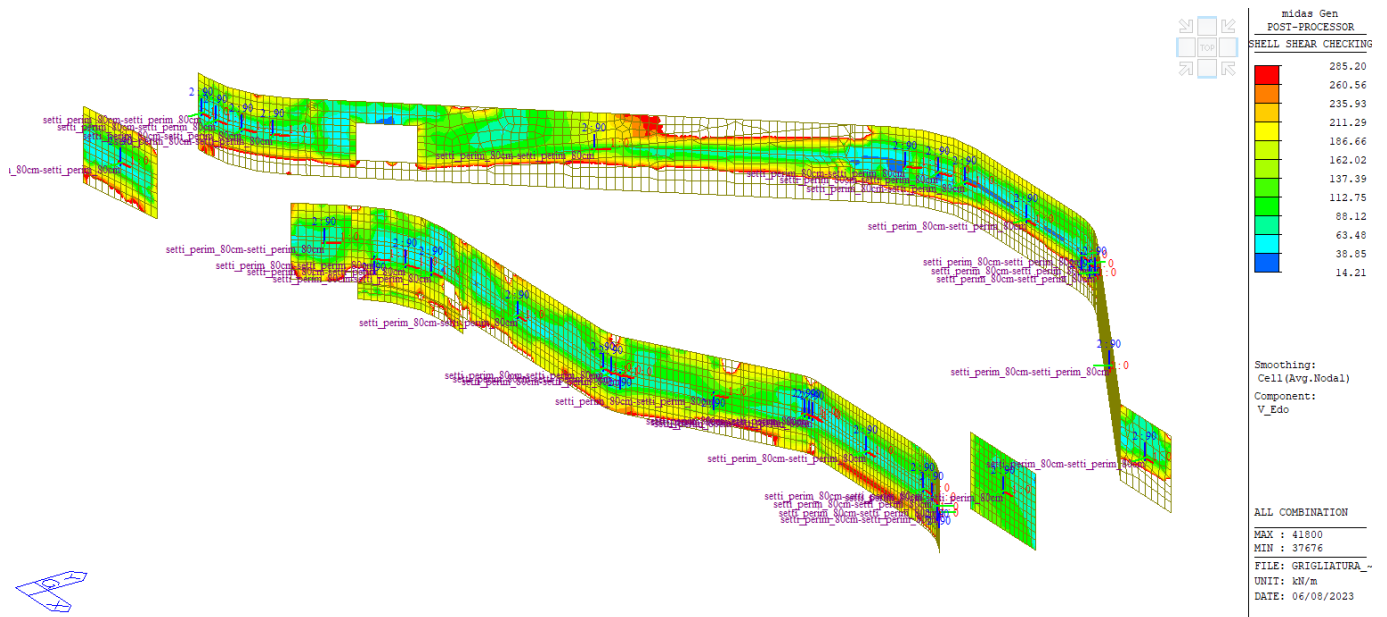


Fig. 311 – Taglio combinato – SLU/SLV

13.16 Verifiche stati limite di esercizio muri 30 cm – SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si individua l'elemento finito che ha restituito la massima richiesta di armatura per le combinazioni SLU/SLV illustrate nei paragrafi precedenti. Nella figura seguente si mostra la localizzazione dell'elemento nel modello agli elementi finiti.

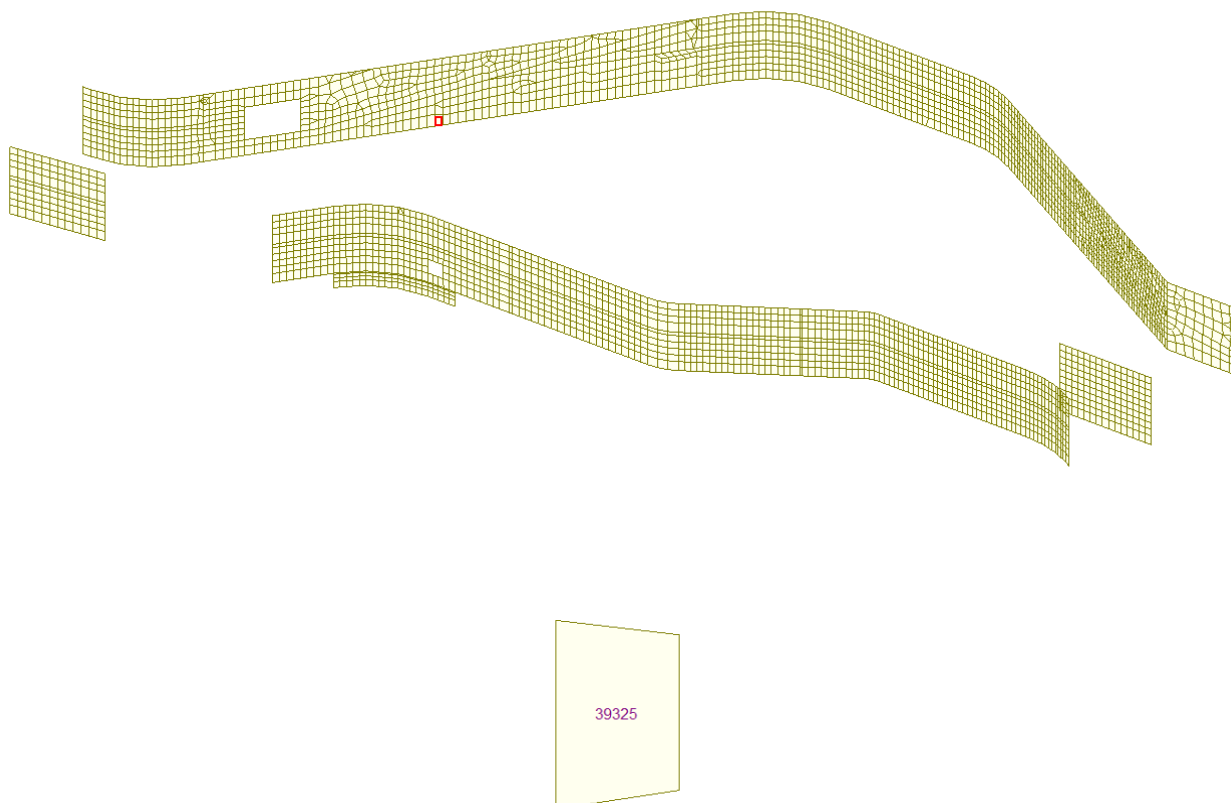


Fig. 312 – Localizzazione elemento per verifiche SLE

Nella seguente tabella si riportano le sollecitazioni di verifica.

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
39325RARA01	43.19	-131.53	0.00	-323.82
39325RARA02	39.94	-132.30	0.00	-325.85
39325RARA03	40.27	-131.00	0.00	-322.47
39325RARA04	42.35	-131.29	0.00	-323.16
39325RARA05	46.71	-131.86	0.00	-324.66
39325RARA06	39.80	-132.43	0.00	-326.12

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
39325RARA07	39.99	-131.65	0.00	-324.10
39325RARA08	41.24	-131.83	0.00	-324.51
39325RARA09	43.84	-132.17	0.00	-325.41
39325RARA10	41.15	-132.13	0.00	-325.29
39325RARA11	40.99	-131.96	0.00	-325.02
39325RARA12	41.32	-130.66	0.00	-321.65
39325RARA13	43.41	-130.95	0.00	-322.33
39325RARA14	47.79	-131.52	0.00	-323.83
39325RARA15	37.20	-132.73	0.00	-326.75
39325RARA16	37.40	-131.96	0.00	-324.73
39325RARA17	38.65	-132.13	0.00	-325.14
39325RARA18	41.27	-132.47	0.00	-326.04
39325RARA19	55.08	-104.33	0.00	-256.87
39325RARA20	51.26	-105.10	0.00	-258.90
39325RARA21	51.70	-103.80	0.00	-255.52
39325RARA22	54.17	-104.09	0.00	-256.21
39325RARA23	59.03	-104.66	0.00	-257.70
39325RARA24	51.09	-105.23	0.00	-259.17
39325RARA25	51.35	-104.45	0.00	-257.14
39325RARA26	52.83	-104.63	0.00	-257.55
39325RARA27	55.72	-104.97	0.00	-258.45
39325RARA28	52.67	-104.93	0.00	-258.34
39325RARA29	52.49	-104.76	0.00	-258.07
39325RARA30	52.94	-103.46	0.00	-254.69
39325RARA31	55.42	-103.75	0.00	-255.38
39325RARA32	60.29	-104.32	0.00	-256.88
39325RARA33	48.72	-105.53	0.00	-259.80
39325RARA34	48.98	-104.76	0.00	-257.77
39325RARA35	50.47	-104.93	0.00	-258.18
39325RARA36	53.38	-105.27	0.00	-259.08
39325FREQ01	42.38	-131.68	0.00	-324.24
39325FREQ02	42.45	-131.43	0.00	-323.57
39325FREQ03	42.87	-131.48	0.00	-323.71
39325FREQ04	43.74	-131.60	0.00	-324.01
39325FREQ05	42.84	-131.58	0.00	-323.97
39325FREQ06	42.80	-131.55	0.00	-323.91
39325FREQ07	42.87	-131.29	0.00	-323.24
39325FREQ08	43.29	-131.35	0.00	-323.37
39325FREQ09	44.16	-131.46	0.00	-323.67

	Nxx	Mxx	Nyy	Myy
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
39325FREQ10	54.12	-104.49	0.00	-257.29
39325FREQ11	54.21	-104.23	0.00	-256.62
39325FREQ12	54.70	-104.28	0.00	-256.75
39325FREQ13	55.67	-104.40	0.00	-257.05
39325FREQ14	54.65	-104.38	0.00	-257.01
39325FREQ15	54.62	-104.35	0.00	-256.96
39325FREQ16	54.71	-104.09	0.00	-256.28
39325FREQ17	55.20	-104.15	0.00	-256.42
39325FREQ18	56.17	-104.26	0.00	-256.72
39325QP01	54.18	-129.52	0.00	-319.26
39325QP02	65.94	-102.32	0.00	-252.31

13.16.1 Verifiche a fessurazione Mxx FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

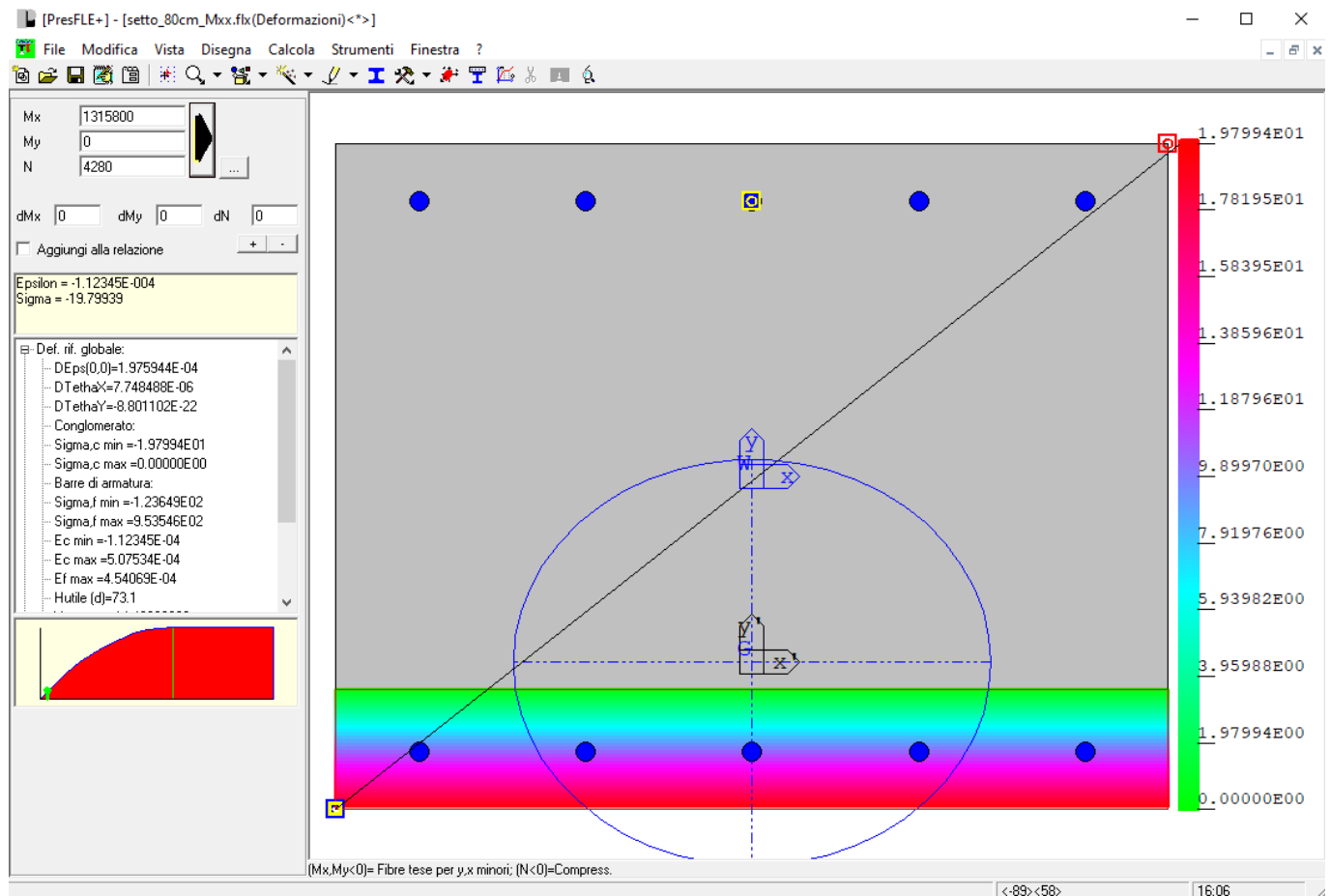


Fig. 313 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	80 cm	altezza sezione
c =	5.3 cm	ricoprimento dell'armatura

d =	73.5	cm	altezza utile armature
n ₁ =	5.00	-	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4	cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	5.00	-	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00	-	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
φ _{eq} =	2.40	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
5(c+φ/2) =	32.50	cm	
A _s =	22.62	cm ²	armatura tesa
ξ ₁ = (ξ _s φ _s /φ _p) ^{0.5} =			
2.5(h-d) =	16.25	cm	
(h-x)/3 =	21.83	cm	
h/2 =	40.00	cm	
h _{c,eff} =	16.25	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
A _{c,eff} =	1625.00	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
ρ _{eff} =(A _s +ξ ₁ 2A _p)/A _{c,eff} =	0.0139	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

σ _s =	95.4	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
ε _{max(comp)} =	0.0001123	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
ε _{min(traz)} = ε ₁ =	-0.0005075	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
X =	14.50	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
ε ₂ = min(0, ε _{max}) =	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

S _{r,max} = k ₃ Xc+k ₁ k ₂ k ₄ Xφ/ρ _{p,eff} =			distanza massima fra le fessure
k ₁ =	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
k ₂ =	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
k ₃ = 3.4x(25/c) ^{2/3}	2.060	-	
k ₄ =	0.425	-	
k ₃ Xc =	10.9	cm	
k ₁ k ₂ k ₃ Xφ/ρ _{p,eff} =	29.3	cm	
S _{r,max} = k ₃ Xc+k ₁ k ₂ k ₄ Xφ/ρ _{p,eff} =			
S_{r,max} =	40.23	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

ε_{sm}-ε_{cm}=[σ_s-k_ff_{ctm}/ρ_{eff}(1+α_eρ_{eff})]/E_s > 0.6σ_s/E_s deformazione media

$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15	-	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4	-	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0000050	-	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0002791	-	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{0.11 \text{ mm}}$$

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

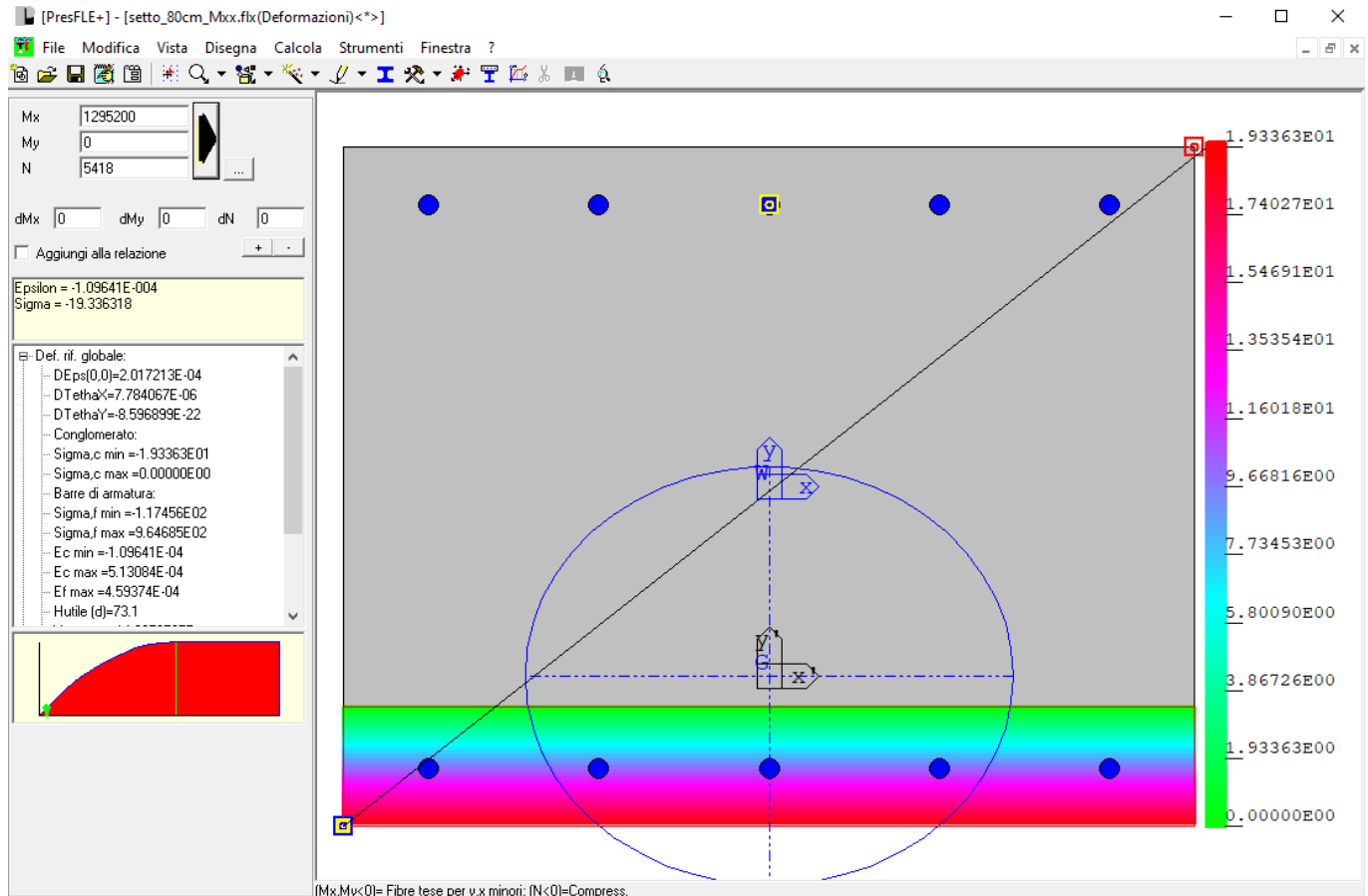


Fig. 314 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	80 cm	altezza sezione
c =	5.3 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	73.5 cm	altezza utile armature
n ₁ =	5.00 -	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	5.00 -	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2
n ₃ =	0.00 -	numero barre diametro f3
φ ₃ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f3

$\phi_{eq} =$	2.40	cm	diametro delle barre di armatura
$5(c+\phi/2) =$	32.50	cm	interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$A_s =$	22.62	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	16.25	cm	
$(h-x)/3 =$	21.97	cm	
$h/2 =$	40.00	cm	
$h_{c,eff} =$	16.25	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1625.00	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p') / A_{c,eff} =$	0.0139	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	96.5	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0001096	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0005131	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	14.09	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	2.060	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3 x c =$	10.9	cm	
$k_1 k_2 k_3 x \phi / \rho_p, eff =$	29.3	cm	
$S_{r,max} = k_3 x c + k_1 k_2 k_4 x \phi / \rho_p, eff =$			
$S_{r,max} =$	40.23	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
$f_{ctm} =$	3.02	MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15	-	rapporto E_s / E_{cm}
$k_t =$	0.4	-	=0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga

durata

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.0000106 -$$

$$0.6\sigma_s / E_s = 0.0002824 -$$

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.11 \text{ mm}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 1.93 MPa < 14.4 MPa

13.16.2 Verifiche tensioni esercizio Mxx RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

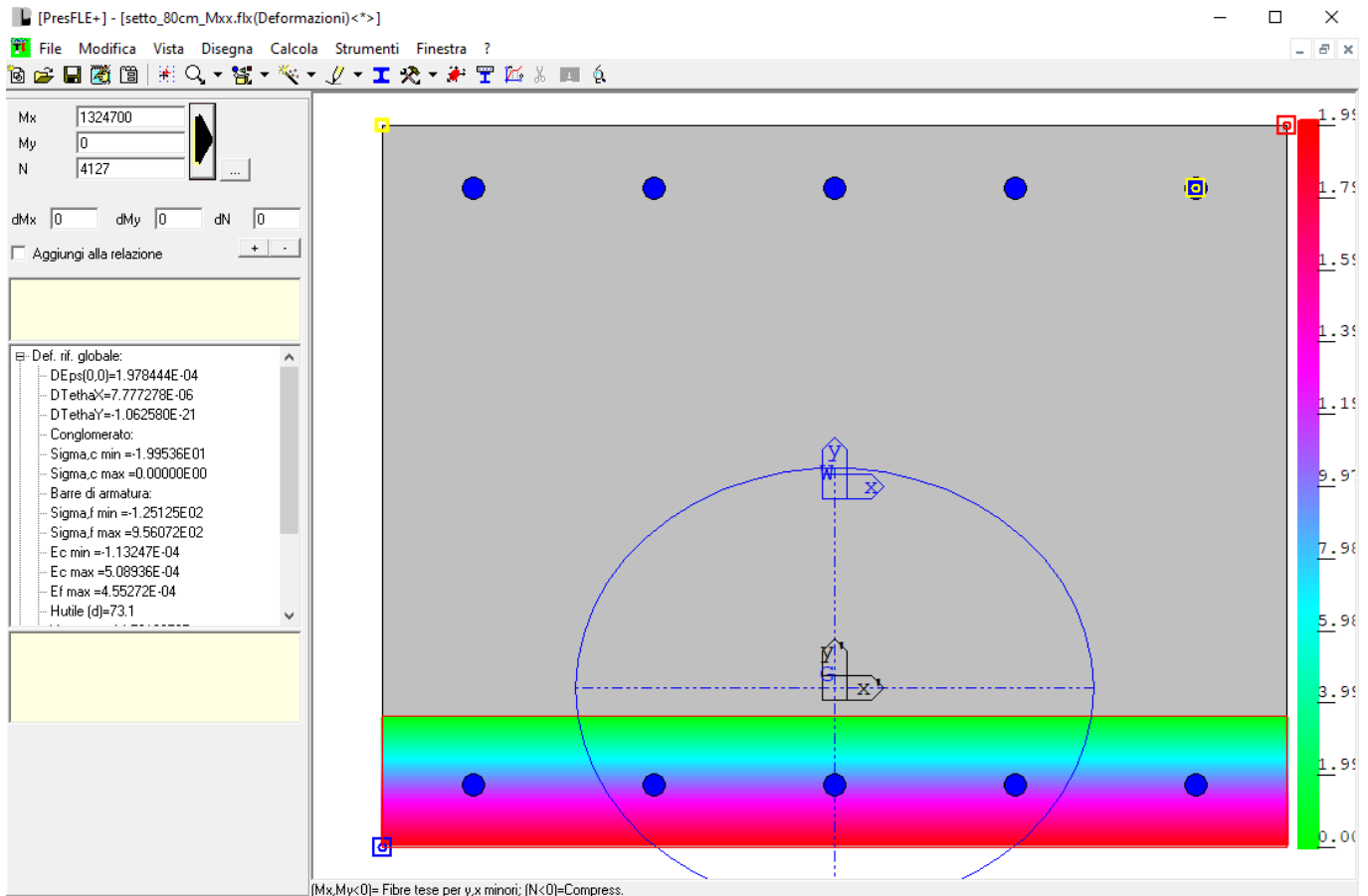


Fig. 315 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 1.99 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 95.6 MPa < 360 MPa

13.16.3 Verifiche a fessurazione Myy FREQ/QP

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione FREQUENTE dimensionante.

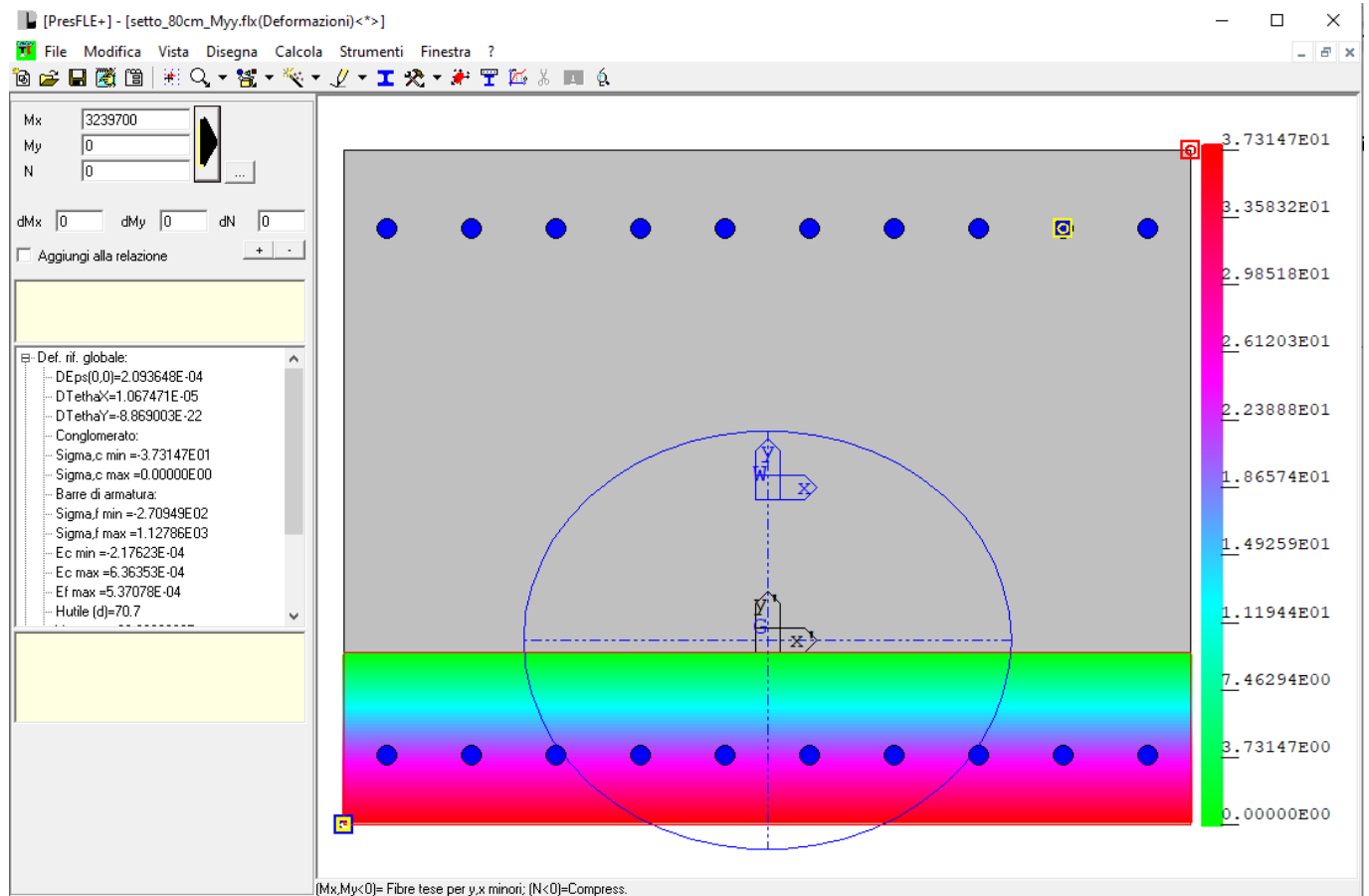


Fig. 316 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – FREQ

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100	cm	base sezione
h =	80	cm	altezza sezione
c =	7.7	cm	ricoprimento dell'armatura
d =	71.1	cm	altezza utile armature
n ₁ =	10.00	-	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4	cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	5.00	-	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0	cm	diametro delle barre di armatura f2

$n_3 =$	0.00	-	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.40	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$5(c+\phi/2) =$	44.50	cm	
$A_s =$	45.24	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	22.25	cm	
$(h-x)/3 =$	19.87	cm	
$h/2 =$	40.00	cm	
$h_{c,eff} =$	19.87	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1987.11	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff}$			
$=$	0.0228	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	112.8	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\varepsilon_{max(comp)} =$	0.0002176	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\varepsilon_{min(traz)} = \varepsilon_1 =$	-0.0006364	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	20.39	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\varepsilon_2 = \min(0, \varepsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_p,eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.606	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3XC =$	12.4	cm	
$k_1k_2k_3X\phi / \rho_p,eff =$	17.9	cm	
$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_p,eff =$			
$S_{r,max} =$	30.29	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$			
$0.6\sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo

$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0002547 -	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0003301 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$ **0.10 mm**

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 10f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione QUASI PERMANENTE dimensionante.

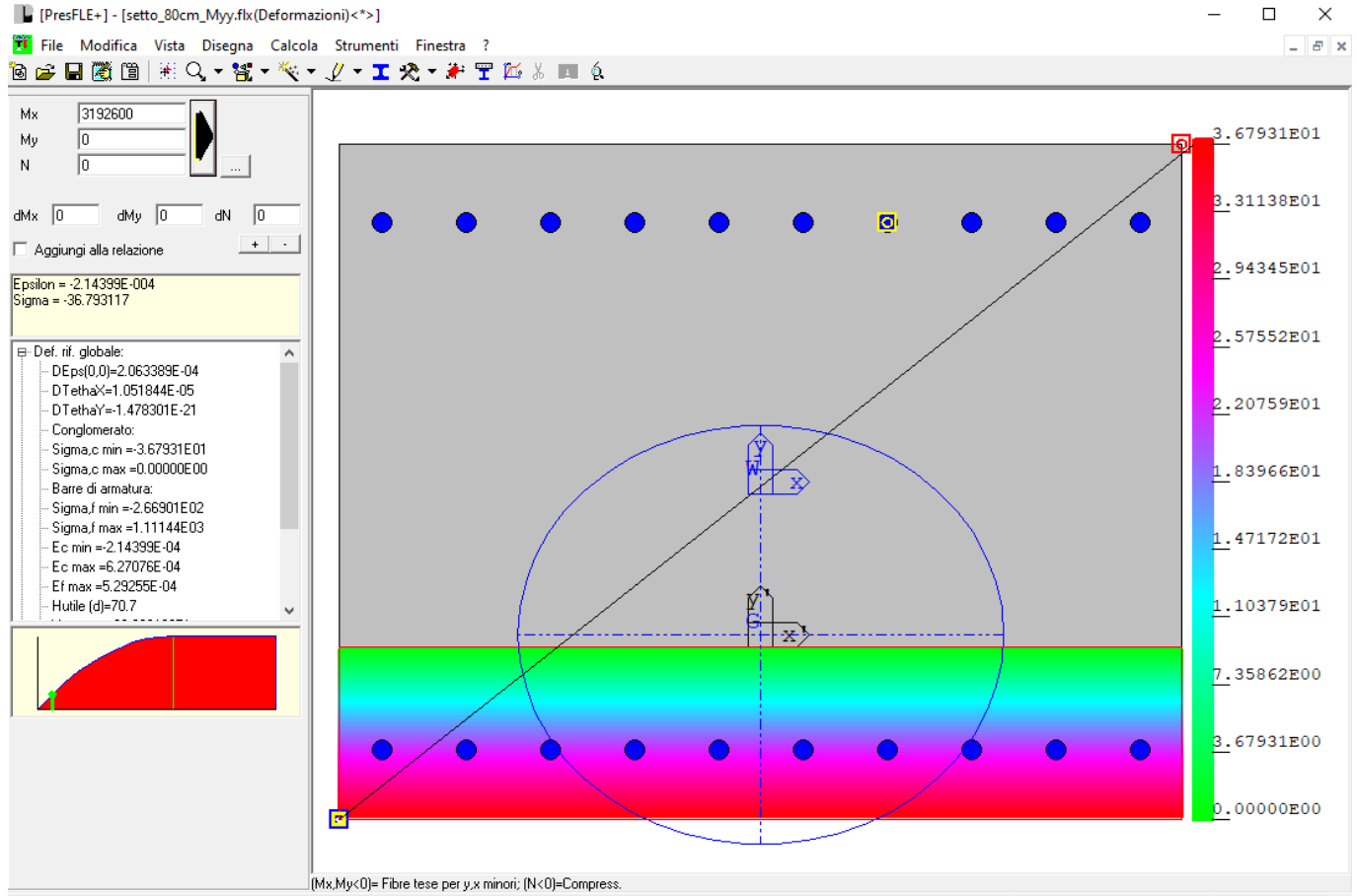


Fig. 317 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – QP

Si riporta il dettaglio della verifica a fessurazione.

- dati di input geometrici

b =	100 cm	base sezione
h =	80 cm	altezza sezione
c =	7.7 cm	ricoprimento dell'armatura
d =	71.1 cm	altezza utile armature
n ₁ =	10.00 -	numero barre diametro f1
φ ₁ =	2.4 cm	diametro delle barre di armatura f1
n ₂ =	5.00 -	numero barre diametro f2
φ ₂ =	0 cm	diametro delle barre di armatura f2

$n_3 =$	0.00	-	numero barre diametro f3
$\phi_3 =$	0	cm	diametro delle barre di armatura f3
$\phi_{eq} =$	2.40	cm	diametro delle barre di armatura interasse massimo tra le barre per la validità della procedura
$5(c+\phi/2) =$	44.50	cm	
$A_s =$	45.24	cm ²	armatura tesa
$\xi_1 = (\xi_s \phi_s / \phi_p)^{0.5} =$			
$2.5(h-d) =$	22.25	cm	
$(h-x)/3 =$	19.87	cm	
$h/2 =$	40.00	cm	
$h_{c,eff} =$	19.87	cm	altezza efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff} =$	1987.23	cm ²	area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura
$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1 2A_p) / A_{c,eff}$			
$=$	0.0228	-	rapp. area acciaio area di calcestruzzo efficace

- dati input - tensioni e deformazioni

$\sigma_s =$	111.1	MPa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
$\epsilon_{max(comp)} =$	0.0002144	-	deformazione massima della sezione, positiva se di compressione
$\epsilon_{min(traz)} = \epsilon_1 =$	-0.0006271	-	deformazione minima della sezione, positiva se di compressione
$x =$	20.38	cm	distanza dell'asse neutro dal lembo superiore
$\epsilon_2 = \min(0, \epsilon_{max}) =$	0.00		
sollecitazione di	flessione	-	

- valutazione della distanza massima tra le fessure

$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_p,eff =$			distanza massima fra le fessure
$k_1 =$	0.8		coeff. aderenza cls armatura: 0.8 per barre ad a.m. 1.6 per barre lisce
$k_2 =$	0.500	-	distribuzione delle def. 0.5 per flessione, 1.0 per trazione pura
$k_3 = 3.4x(25/c)^{2/3}$	1.606	-	
$k_4 =$	0.425	-	
$k_3XC =$	12.4	cm	
$k_1k_2k_3X\phi / \rho_p,eff =$	17.9	cm	
$S_{r,max} = k_3XC + k_1k_2k_4X\phi / \rho_p,eff =$			
$S_{r,max} =$	30.29	cm	distanza massima fra le fessure

- valutazione della deformazione unitaria media dell'armatura

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] / E_s >$			
$0.6\sigma_s / E_s$			deformazione media
$E_s =$	205000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica a compressione del cls
$f_{cm} =$	40	MPa	resistenza media a compressione del cls
$E_{cm} =$	33345.8	MPa	modulo elastico del calcestruzzo

$f_{ctm} =$	3.02 MPa	resistenza a trazione media del cls
$\alpha_e =$	6.15 -	rapporto E_s/E_{cm} =0.6 per carichi di breve durata, =0.4 per carichi di lunga durata
$k_t =$	0.4 -	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0.0002467 -	
$0.6\sigma_s/E_s =$	0.0003253 -	

- calcolo del valore caratteristico di apertura delle fessure

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.10 \text{ mm}$$

La tensione nel calcestruzzo è pari a 3.68 MPa < 14.4 MPa

13.16.4 Verifiche tensioni di esercizio Myy RARA

Nella figura seguente si riporta la sezione di verifica armata con 5f24 superiori e inferiori con il diagramma delle tensioni e deformazioni per la combinazione RARA dimensionante.

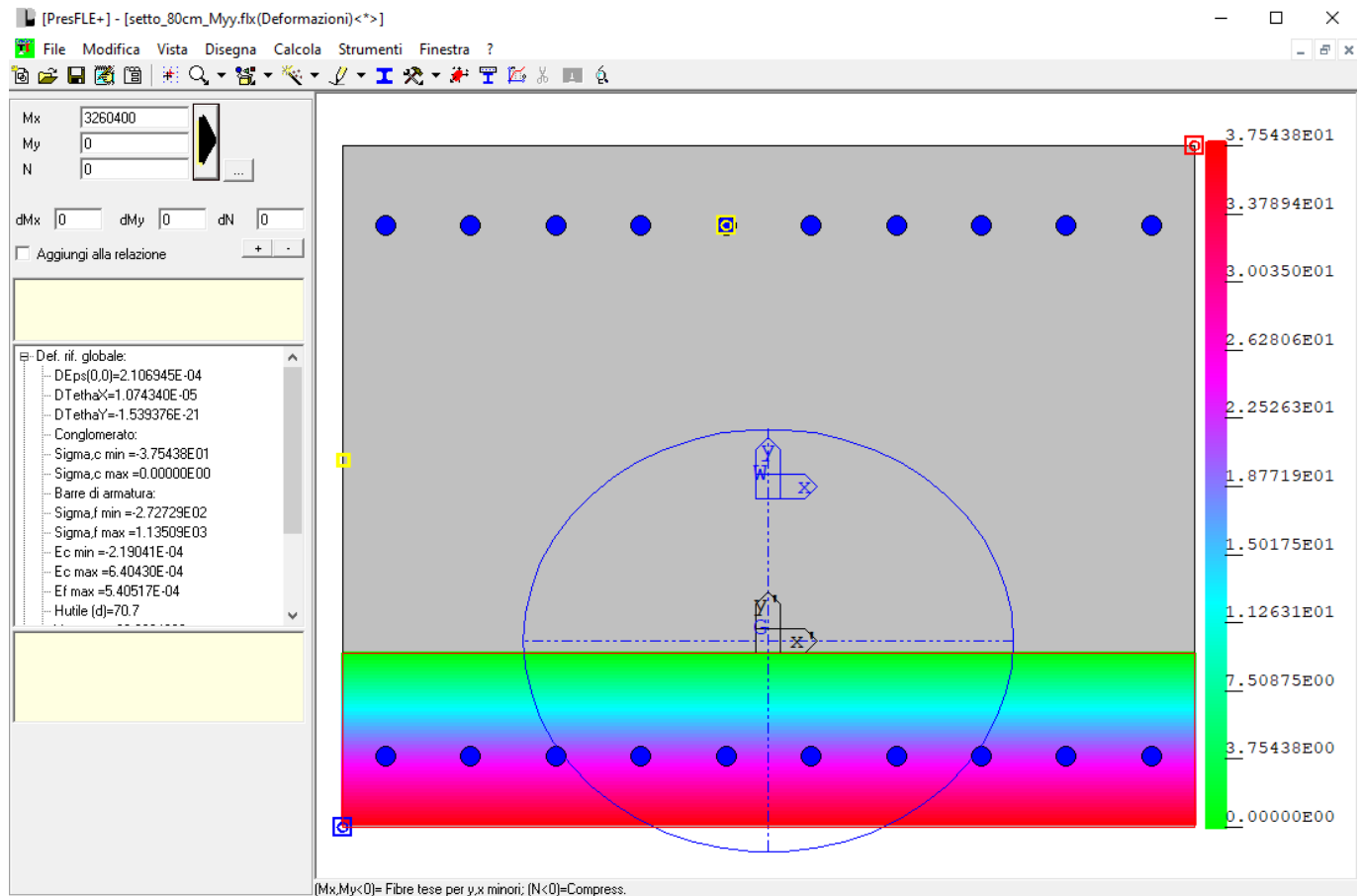


Fig. 318 – Diagramma delle tensioni e deformazioni – RARA

La tensione nel calcestruzzo è pari a 3.75 MPa < 19.2 MPa

La tensione nell'acciaio è pari a 113.5 MPa < 360 MPa

14. RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI -CAPANNONE PREFABBRICATO

14.1 Criteri di verifica

Le verifiche dei pilastri e delle travi allo stato limite ultimo vengono condotte secondo quanto disposto nel paragrafo 4.1.2.3 delle NTC2018. In generale la verifica risulta soddisfatta quando le azioni di progetto risultano inferiori o uguali alla resistenza di progetto per gli stati limite di pressoflessione e taglio.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Per gli elementi in calcestruzzo armato, le verifiche per gli stati limite di esercizio sono condotte secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC2018 e prevedono:

- Valutazione dell'apertura delle fessure per la combinazione frequente e quasi permanente con i seguenti limiti (condizioni ambientali aggressive, armature poco sensibili).

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Con $w_2 = 0.3$ mm e $w_1 = 0.2$ mm

- Valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni rare e quasi permanenti con i seguenti limiti:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \text{ tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \text{ tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente}$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk} \text{ tensione massima acciaio per combinazioni rara}$$

Per gli elementi in calcestruzzo armato precompresso, le verifiche per gli stati limite di esercizio sono condotte secondo quanto previsto nel paragrafo 4.1.2.2 delle NTC2018:

- Valutazione dell'apertura delle fessure per la combinazione frequente e quasi permanente con i seguenti limiti (condizioni ambientali aggressive, armature poco sensibili).

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_1$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Con $w_1 = 0.2$ mm (combinazioni frequenti, armatura sensibile)

Decompressione (combinazioni quasi permanenti, armatura sensibile)

- Valutazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni rare e quasi permanenti con i seguenti limiti:

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$ tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$ tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$ tensione massima acciaio per combinazioni rara

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ckj}$ tensione massima calcestruzzo all'atto della precompressione

Per l'acciaio armonico il livello tensionale massimo a cadute di tensione scontate è pari a:

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{ptk}$ tensione massima acciaio per combinazioni rara

Per l'acciaio armonico il livello tensionale massimo iniziale è pari a:

$\sigma_{s,max} < 0.90 \times f_{p(1)k}$ 1503 MPa Tensione massima trefolo in fase iniziale

$\sigma_{s,max} < 0.80 \times f_{ptk}$ 1488 MPa Tensione massima trefolo in fase iniziale

14.2 Analisi modale

Le masse modali sono quelle associate ai carichi dovuti ai pesi proprio e ai permanenti (G1+G2).

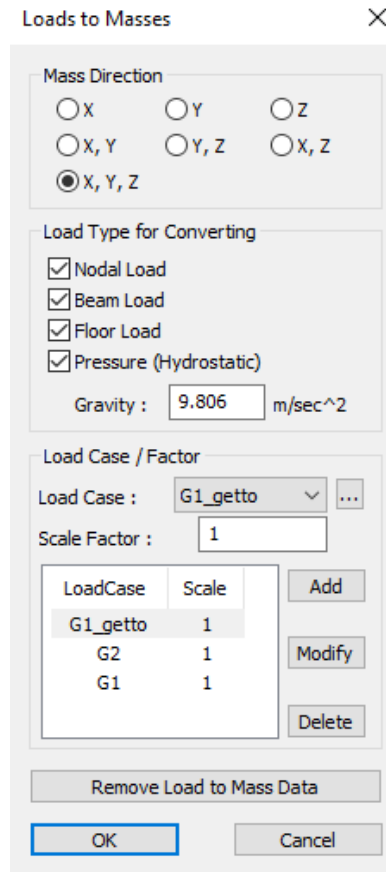


Fig. 319 – Masse strutturali

Per le analisi sismiche sono state considerate 36 forme modali sufficienti ad eccitare più delle 98% delle masse totali. Si riportano di seguito i risultati in termini di masse eccitate e deformate modali per i modi di maggiore interesse.

Mode No	Periodo [s]	MASSA-X		MASSA-Y		MASSA-Z	
		MASSA(%)	SOMMA (%)	MASSA(%)	SOMMA (%)	MASSA(%)	SOMMA (%)
1	1.193	80.332	80.332	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.113	0.000	80.332	81.129	81.129	0.000	0.000
3	1.002	2.129	82.461	0.000	81.130	0.000	0.000
4	0.843	5.804	88.265	0.000	81.130	0.000	0.000
5	0.805	0.001	88.266	0.001	81.130	0.000	0.000
6	0.687	0.000	88.266	10.231	91.361	0.000	0.000

7	0.669	0.984	89.250	0.001	91.361	0.000	0.000
8	0.573	0.795	90.045	0.000	91.361	0.000	0.000
9	0.487	0.019	90.064	0.000	91.361	0.000	0.000
10	0.354	0.681	90.746	0.000	91.361	0.000	0.000
11	0.244	0.000	90.746	0.000	91.361	24.347	24.347
12	0.242	0.000	90.746	0.000	91.361	0.025	24.372
13	0.238	0.000	90.746	0.000	91.361	3.604	27.975
14	0.236	0.000	90.746	0.000	91.361	4.316	32.291
15	0.222	0.008	90.754	0.000	91.361	0.013	32.304
16	0.219	0.000	90.754	0.000	91.361	7.923	40.227
17	0.210	0.000	90.754	0.000	91.361	0.303	40.530
18	0.205	0.000	90.754	0.000	91.361	2.087	42.617
19	0.191	0.000	90.754	0.000	91.361	0.002	42.618
20	0.169	0.006	90.759	0.000	91.362	0.000	42.618
21	0.164	0.007	90.767	0.000	91.362	0.000	42.618
22	0.149	0.004	90.770	0.001	91.363	0.000	42.618
23	0.143	0.209	90.979	0.000	91.363	0.020	42.638
24	0.137	0.156	91.135	0.000	91.363	0.002	42.640
25	0.126	0.000	91.135	0.000	91.363	12.922	55.562
26	0.113	0.002	91.137	0.000	91.363	4.117	59.680
27	0.109	0.000	91.137	0.117	91.480	0.000	59.680
28	0.086	0.082	91.219	0.000	91.480	2.565	62.245
29	0.081	0.048	91.266	0.001	91.481	8.407	70.653
30	0.066	0.034	91.300	1.355	92.835	0.021	70.674
31	0.063	4.551	95.851	0.013	92.849	0.109	70.782
32	0.058	0.084	95.935	0.056	92.904	3.537	74.319
33	0.053	0.005	95.940	3.594	96.498	0.024	74.342
34	0.026	1.999	97.939	0.008	96.507	0.176	74.518
35	0.022	0.021	97.960	0.015	96.521	17.266	91.784
36	0.019	0.014	97.974	2.014	98.535	0.130	91.914

Tabella 5 – Massa eccitata

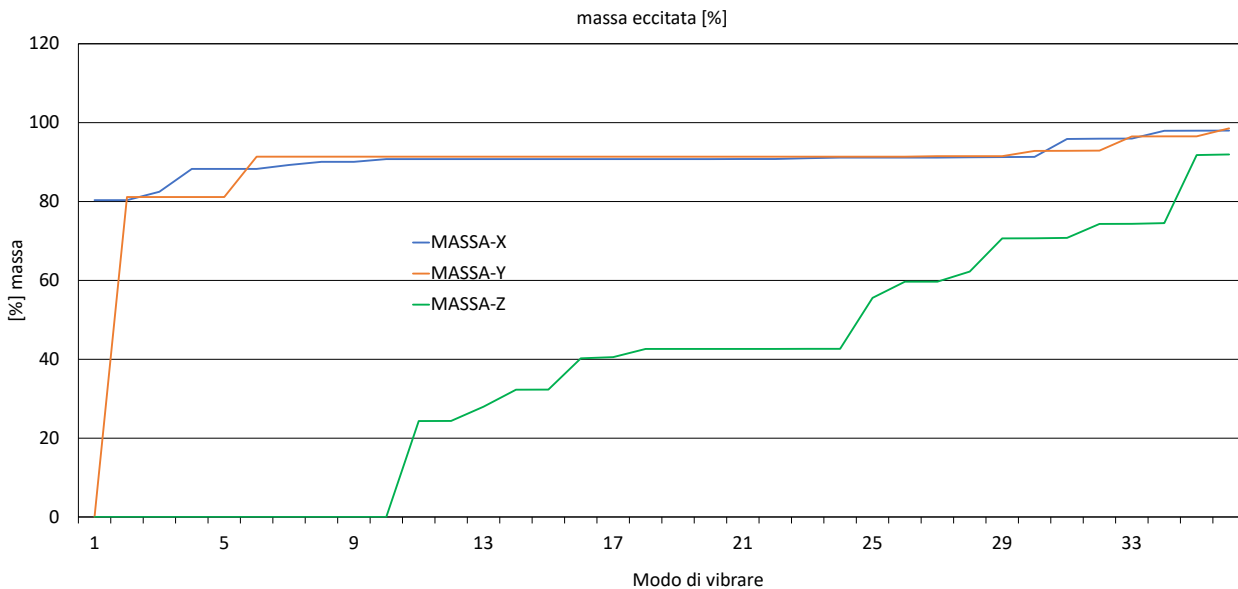


Fig. 320 – Percentuale di massa eccitata

Fig. 321 – Deformata modale n. 1 ($T_1 = 1.193$ s)

Fig. 322 – Deformata modale n. 2 ($T_2 = 1.113$ s)

Fig. 323 – Deformata modale n. 3 ($T_3 = 1.002$ s)

14.3 Verifiche strutturali – SLV non linearità geometriche

Per le non linearità geometriche concomitanti alle azioni sismiche si tiene conto di quanto indicato nel paragrafo 7.3.1 delle NTC2018.

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = (Pxd_{Er}) / (Vxh)$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento θ ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0.1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0.1 e 0.2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0.2 e 0.3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0.3.

Gli spostamenti d_{Er} sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Si riportano di seguito i risultati

Fig. 324 – Reazioni verticali (G1+G1getto+G2)

Fig. 325 – Reazioni orizzontali X (sisma X - SLV)

Fig. 326 – Reazioni orizzontali Y (sisma Y - SLV)

Fig. 327 – – Spostamenti orizzontali X (sisma X - SLV)

Fig. 328 – Spostamenti orizzontali Y (sisma Y - SLV)

Fig. 329 – Prima deformata modale X

Fig. 330 – Prima deformata modale Y

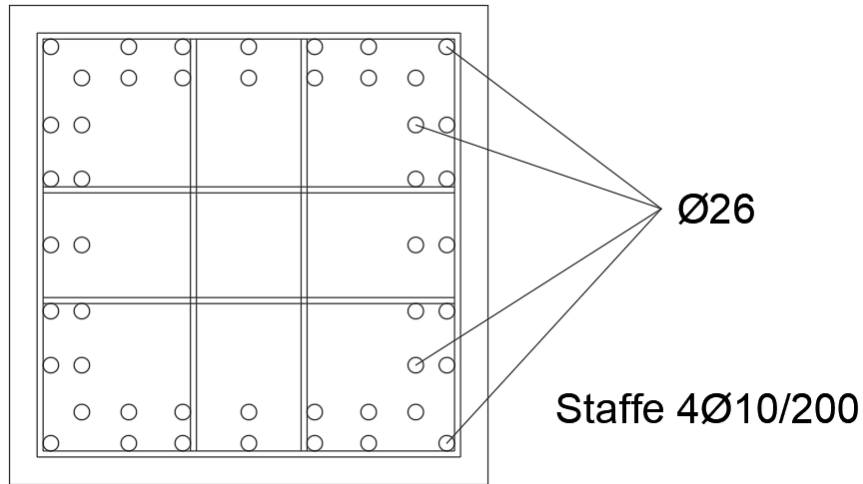
Si riporta la verifica di dettaglio per gli effetti del secondo ordine.

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati ($\theta < 0.1$).

14.4 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – SLU

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.

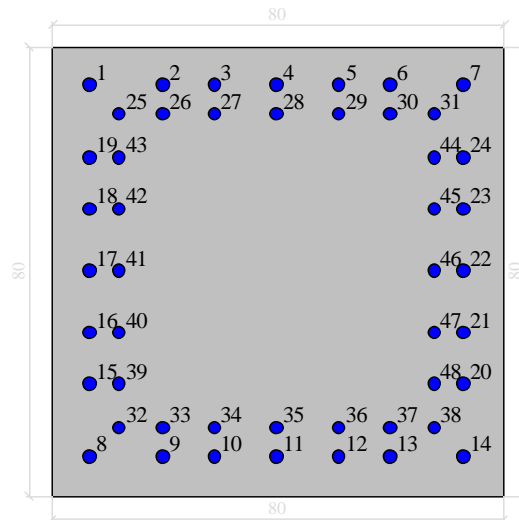


331 – Armatura pilastri

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

Dati generali

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.3 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.3 daN/cm²

fctd 25 daN/cm²

Ec 140000 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-40.	-40.
2	-40.	40.
3	40.	40.
4	40.	-40.

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	26.	-33.1	33.1	0.	1	B450C
2	26.	-20.1	33.1	0.	1	B450C
3	26.	-11.	33.1	0.	1	B450C
4	26.	0.	33.1	0.	1	B450C
5	26.	11.	33.1	0.	1	B450C
6	26.	20.1	33.1	0.	1	B450C
7	26.	33.1	33.1	0.	1	B450C

8	26.	-33.1	-33.1	0.	1	B450C
9	26.	-20.1	-33.1	0.	1	B450C
10	26.	-11.	-33.1	0.	1	B450C
11	26.	0.	-33.1	0.	1	B450C
12	26.	11.	-33.1	0.	1	B450C
13	26.	20.1	-33.1	0.	1	B450C
14	26.	33.1	-33.1	0.	1	B450C
15	26.	-33.1	-20.	0.	1	B450C
16	26.	-33.1	-11.	0.	1	B450C
17	26.	-33.1	0.	0.	1	B450C
18	26.	-33.1	11.	0.	1	B450C
19	26.	-33.1	20.	0.	1	B450C
20	26.	33.1	-20.	0.	1	B450C
21	26.	33.1	-11.	0.	1	B450C
22	26.	33.1	0.	0.	1	B450C
23	26.	33.1	11.	0.	1	B450C
24	26.	33.1	20.	0.	1	B450C
25	26.	-27.9	27.9	0.	1	B450C
26	26.	-20.1	27.9	0.	1	B450C
27	26.	-11.	27.9	0.	1	B450C
28	26.	0.	27.9	0.	1	B450C
29	26.	11.	27.9	0.	1	B450C
30	26.	20.1	27.9	0.	1	B450C
31	26.	27.9	27.9	0.	1	B450C
32	26.	-27.9	-27.9	0.	1	B450C
33	26.	-20.1	-27.9	0.	1	B450C
34	26.	-11.	-27.9	0.	1	B450C
35	26.	0.	-27.9	0.	1	B450C
36	26.	11.	-27.9	0.	1	B450C
37	26.	20.1	-27.9	0.	1	B450C
38	26.	27.9	-27.9	0.	1	B450C
39	26.	-27.9	-20.	0.	1	B450C
40	26.	-27.9	-11.	0.	1	B450C
41	26.	-27.9	0.	0.	1	B450C
42	26.	-27.9	11.	0.	1	B450C
43	26.	-27.9	20.	0.	1	B450C
44	26.	27.9	20.	0.	1	B450C
45	26.	27.9	11.	0.	1	B450C
46	26.	27.9	0.	0.	1	B450C
47	26.	27.9	-11.	0.	1	B450C
48	26.	27.9	-20.	0.	1	B450C

Verifica di stato limite ultimo nella combinazione peggiore

Coefficiente a M_x/M_y = costante

Coefficiente minimo 6.26556

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 10SLU06I[4]

M_x -4420500

M_y 200

N -172572

M_{ux} -27696908.3

M_{uy} 1253.11

N_u -1081260.23

Coefficiente a N = costante

Coefficiente minimo 6.82199

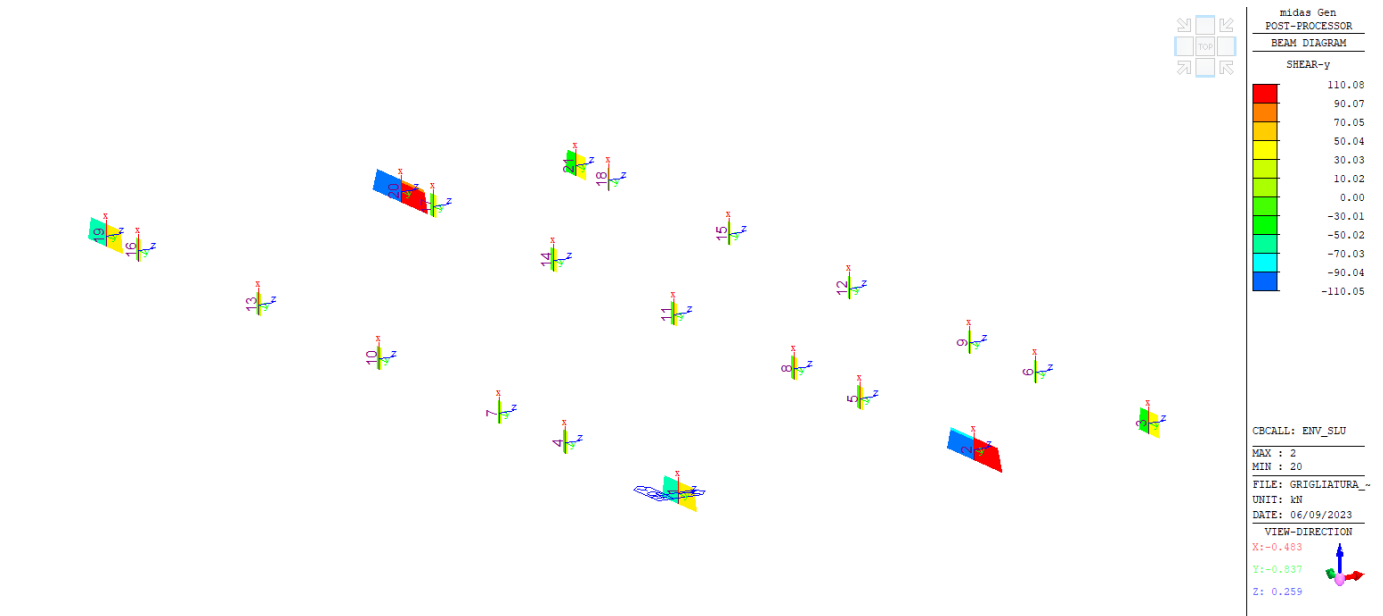
Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 12SLU35I[18]

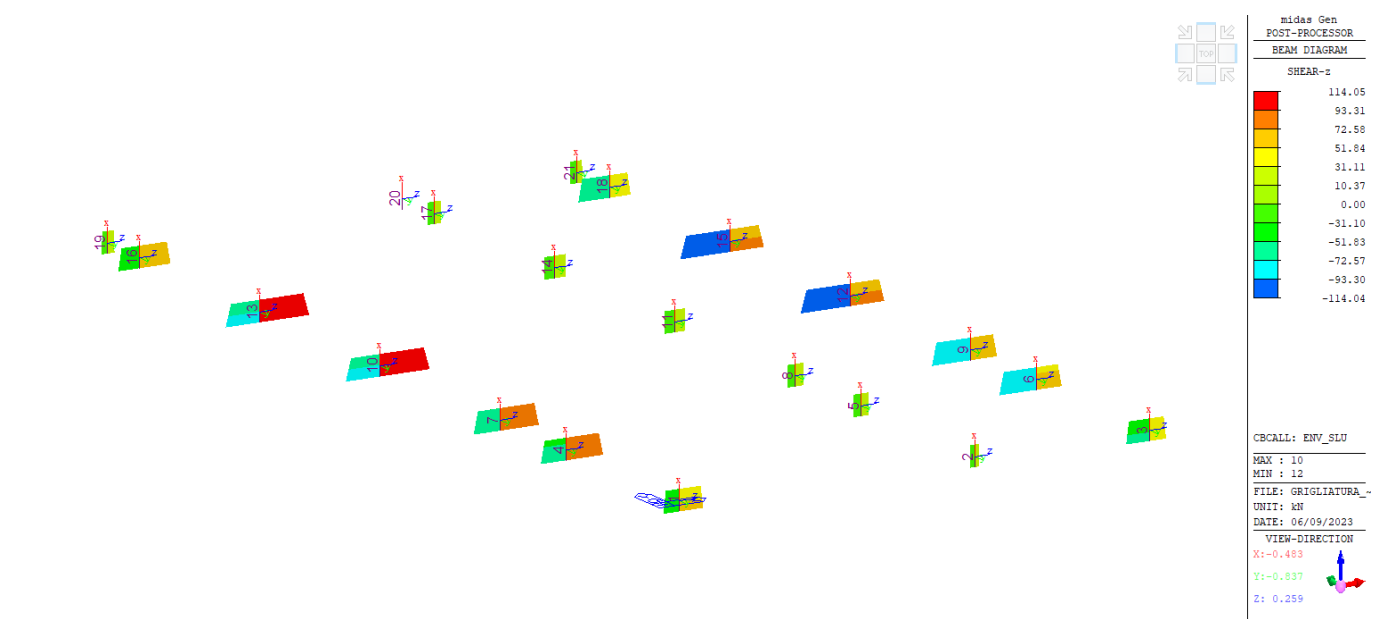
Mx 4404400
My 100
N -82892
Mux 30046788.06
Muy 682.2
Nu -82892

14.5 Verifiche strutturali a taglio pilastri – SLU

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli alla base dei pilastri nelle due direzioni y e z degli assi locali degli elementi rappresentativi dei pilastri.



332 – Taglio massimo Vy – involucro SLU



333 – Taglio massimo Vz – involucro SLU

Si trascura a favore di sicurezza l'effetto dello sforzo normale di compressione.

Si riporta il dettaglio delle verifiche a taglio.

Verifica taglio Vy - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	800	mm	Larghezza della sezione
$h =$	800	mm	Altezza della sezione
$d =$	731	mm	
$z = 0.9d =$	658	mm	Braccio interno
$A =$	640000	mm ²	Area della sezione
$u =$	3200	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	200	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	360000	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	2400	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	110.1	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	74.33	cm ² /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0127	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.52	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.39	Mpa	

$V_{Rd,1} =$	378.7	kN	
$V_{Rd,2} =$	227.6	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	378.7	kN	
Verification [$V_{Rd} \geq V_{Ed}$] =	ok	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	10	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	20	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	3.142	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	15.71	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	404.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	2609.7	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	404.4	kN	
Verifica [$V_{Rd} \geq V_{Ed}$] =	-	-	
c.s. = V_{Rd} / V_{Ed}	3.440		

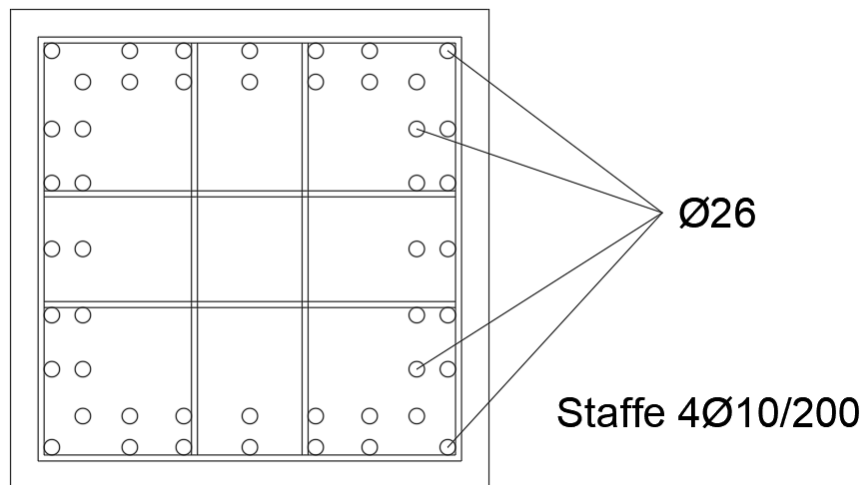
Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	800	mm	Larghezza della sezione
$h =$	800	mm	Altezza della sezione
$d =$	731	mm	
$z = 0.9d =$	658	mm	Braccio interno
$A =$	640000	mm ²	Area della sezione
$u =$	3200	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	200	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	360000	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	2400	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	114.1	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	74.33	cm ² /m	Armaturo longitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_{wd}) =$	0.0127	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.52	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.39	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	378.7	kN	

$V_{Rd,2} =$	227.6	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	378.7	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	ok	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	10	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	20	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	3.142	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	15.71	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	404.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	2609.7	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	404.4	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	-	-	
C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}	3.321		

14.6 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – SLV

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.

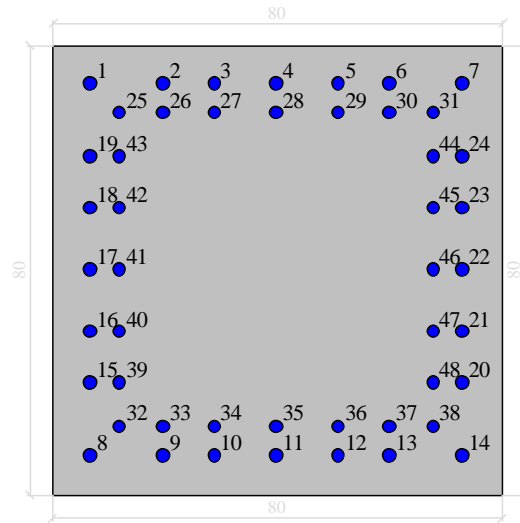


334 – Armatura pilastri

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

Dati generali

Dati di input



Dati generali

Unità di misura daN, cm

Primo limite deformativo del cls -.002

Secondo limite deformativo del cls -.0035

Limite deformativo dell'acciaio .01

Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lineare	Lineare Ec = 140000	Ec=140000
2	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.3 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
3	Par.Rett.	Rck 350 SLU	fcd=-154.33 ec1=-0.002 ec2=-0.0035
4	Par.Rett.	Rck 400 SLU	fcd=-176.38 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C	Es=2100000 fyd=3913
2	Lineare	Lineare Es = 2100000	Es=2100000

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)
 fcd -198.3 daN/cm²
 fctd 25 daN/cm²
 E_c 140000 daN/cm²
 Materiale : C35/45
 deformazione iniziale impressa:
 Tetha X = 0
 Tetha Y = 0
 Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-40.	-40.
2	-40.	40.
3	40.	40.
4	40.	-40.

Armature

n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	26.	-33.1	33.1	0.	1	B450C
2	26.	-20.1	33.1	0.	1	B450C
3	26.	-11.	33.1	0.	1	B450C
4	26.	0.	33.1	0.	1	B450C
5	26.	11.	33.1	0.	1	B450C
6	26.	20.1	33.1	0.	1	B450C
7	26.	33.1	33.1	0.	1	B450C
8	26.	-33.1	-33.1	0.	1	B450C
9	26.	-20.1	-33.1	0.	1	B450C
10	26.	-11.	-33.1	0.	1	B450C
11	26.	0.	-33.1	0.	1	B450C
12	26.	11.	-33.1	0.	1	B450C
13	26.	20.1	-33.1	0.	1	B450C
14	26.	33.1	-33.1	0.	1	B450C
15	26.	-33.1	-20.	0.	1	B450C
16	26.	-33.1	-11.	0.	1	B450C
17	26.	-33.1	0.	0.	1	B450C
18	26.	-33.1	11.	0.	1	B450C
19	26.	-33.1	20.	0.	1	B450C
20	26.	33.1	-20.	0.	1	B450C
21	26.	33.1	-11.	0.	1	B450C
22	26.	33.1	0.	0.	1	B450C
23	26.	33.1	11.	0.	1	B450C
24	26.	33.1	20.	0.	1	B450C
25	26.	-27.9	27.9	0.	1	B450C
26	26.	-20.1	27.9	0.	1	B450C
27	26.	-11.	27.9	0.	1	B450C
28	26.	0.	27.9	0.	1	B450C
29	26.	11.	27.9	0.	1	B450C
30	26.	20.1	27.9	0.	1	B450C
31	26.	27.9	27.9	0.	1	B450C
32	26.	-27.9	-27.9	0.	1	B450C
33	26.	-20.1	-27.9	0.	1	B450C
34	26.	-11.	-27.9	0.	1	B450C
35	26.	0.	-27.9	0.	1	B450C
36	26.	11.	-27.9	0.	1	B450C
37	26.	20.1	-27.9	0.	1	B450C
38	26.	27.9	-27.9	0.	1	B450C
39	26.	-27.9	-20.	0.	1	B450C
40	26.	-27.9	-11.	0.	1	B450C
41	26.	-27.9	0.	0.	1	B450C

42	26.	-27.9	11.	0.	1	B450C
43	26.	-27.9	20.	0.	1	B450C
44	26.	27.9	20.	0.	1	B450C
45	26.	27.9	11.	0.	1	B450C
46	26.	27.9	0.	0.	1	B450C
47	26.	27.9	-11.	0.	1	B450C
48	26.	27.9	-20.	0.	1	B450C

Verifica di stato limite ultimo nella combinazione peggiore

Coefficiente a $M_x/M_y =$ costante

Coefficiente minimo 1.01606

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 11SLV01I[11]

M_x -27983300

M_y 8181200

N -176534

M_{ux} -28432702.83

M_{uy} 8312587.45

N_u -179369.08

Coefficiente a $N =$ costante

Coefficiente minimo 1.01498

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 11SLV01I[11]

M_x -27983300

M_y 8181200

N -176534

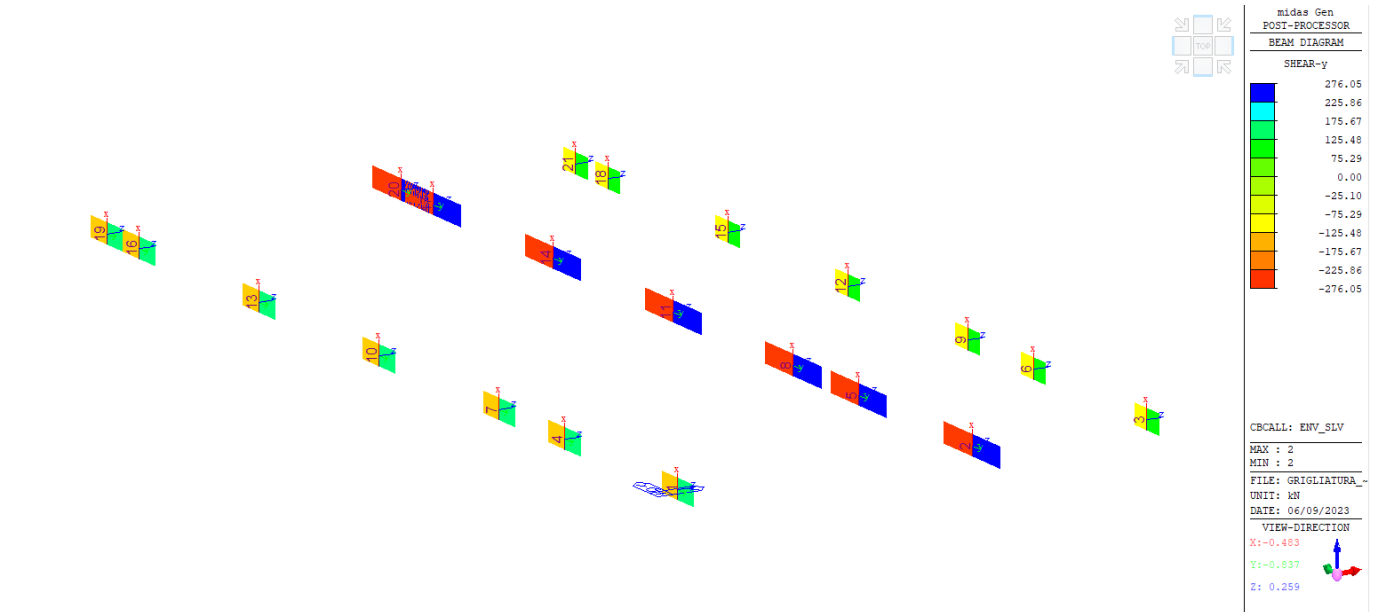
M_{ux} -28402469.08

M_{uy} 8303748.31

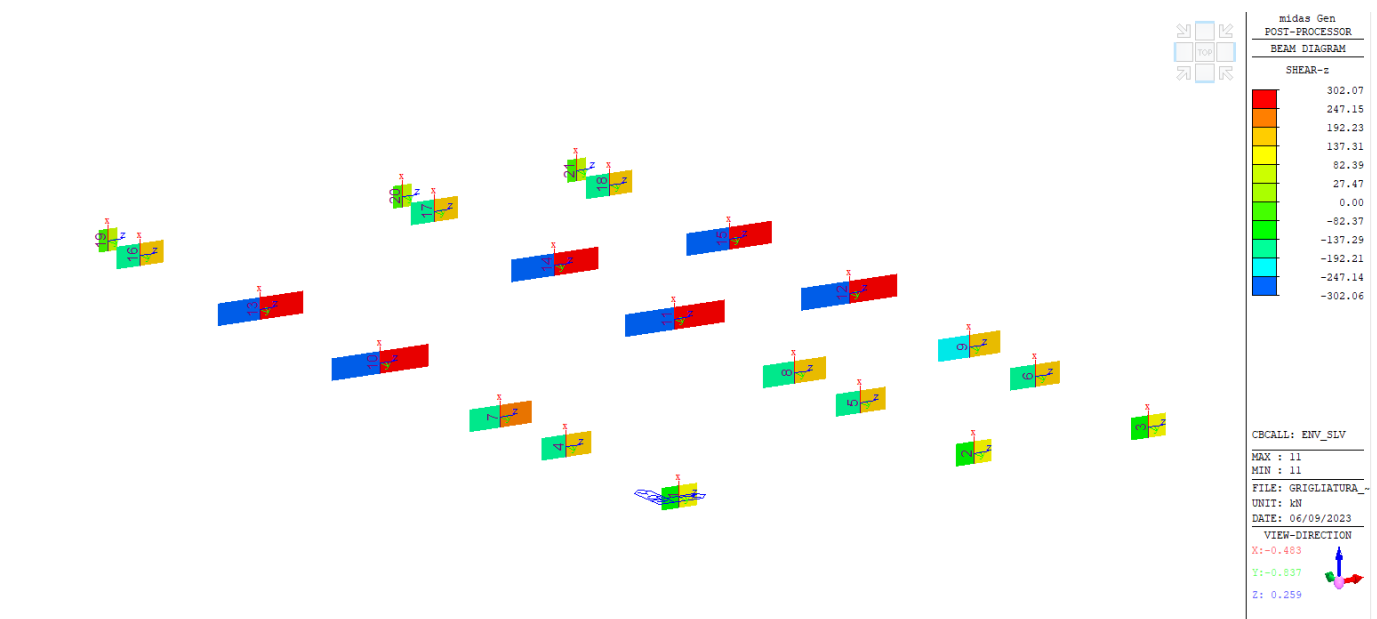
N_u -176534

14.7 Verifiche strutturali a taglio pilastri – SLV

Le verifiche sono eseguite per i massimi tagli alla base dei pilastri nelle due direzioni y e z degli assi locali degli elementi rappresentativi dei pilastri.



335 – Taglio massimo V_y – involucro SLV



336 – Taglio massimo V_z – involucro SLV

Verifica taglio Vy - SLV			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	800	mm	Larghezza della sezione
$h =$	800	mm	Altezza della sezione
$d =$	731	mm	
$z = 0.9d =$	658	mm	Braccio interno
$A =$	640000	mm ²	Area della sezione
$u =$	3200	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	200	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	360000	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	2400	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	302.1	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	74.33	cm ² /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0127	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.52	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.39	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	378.7	kN	
$V_{Rd,2} =$	227.6	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	378.7	kN	

Verification [$V_{Rd} \geq V_{Ed}$] =	ok	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	10	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	20	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	3.142	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	15.71	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	404.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	2609.7	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	404.4	kN	
Verifica [$V_{Rd} \geq V_{Ed}$] =	-	-	
C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}	1.254		

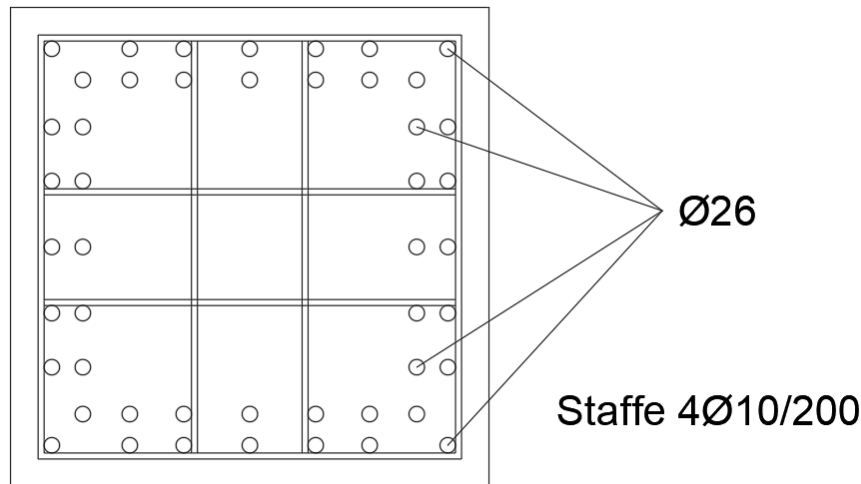
Verifica taglio Vz - SLV			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	800	mm	Larghezza della sezione
$h =$	800	mm	Altezza della sezione
$d =$	731	mm	
$z = 0.9d =$	658	mm	Braccio interno
$A =$	640000	mm ²	Area della sezione
$u =$	3200	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	200	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	360000	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	2400	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	0.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	276.1	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.00	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	74.33	cm ² /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0127	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.52	-	
$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.39	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	378.7	kN	
$V_{Rd,2} =$	227.6	kN	

$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	378.7	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	ok	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	10	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	20	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	3.142	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	15.71	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	404.4	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.000	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	2609.7	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	404.4	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	-	-	
C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}	1.372		

14.8 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – RARA

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.



337 – Armatura pilastri

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$ tensione massima calcestruzzo per combinazioni rara

$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$ tensione massima acciaio per combinazioni rara

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore

Tensione massima del cls

$S_{c,min}$ -37.61

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 10RARA02[4]

M_x -2954200

M_y 100

N -126768

Tensione massima dei profili

$S_{p,min}$ 0

$S_{p,max}$ 0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 1RARA01I[1]

Mx -27400

My 0

N -80554

Tensione massima delle armature

Sf,max 188.15

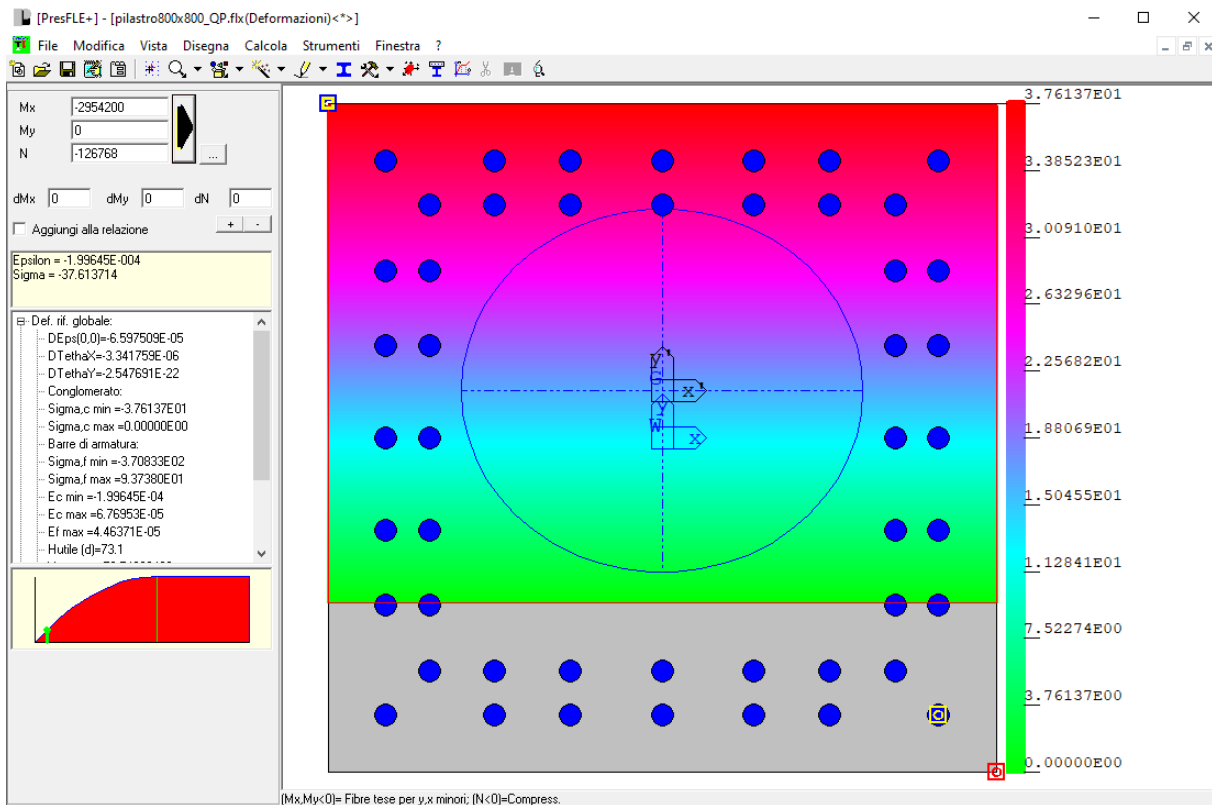
Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 12RARA13I[18]

Mx 2953600

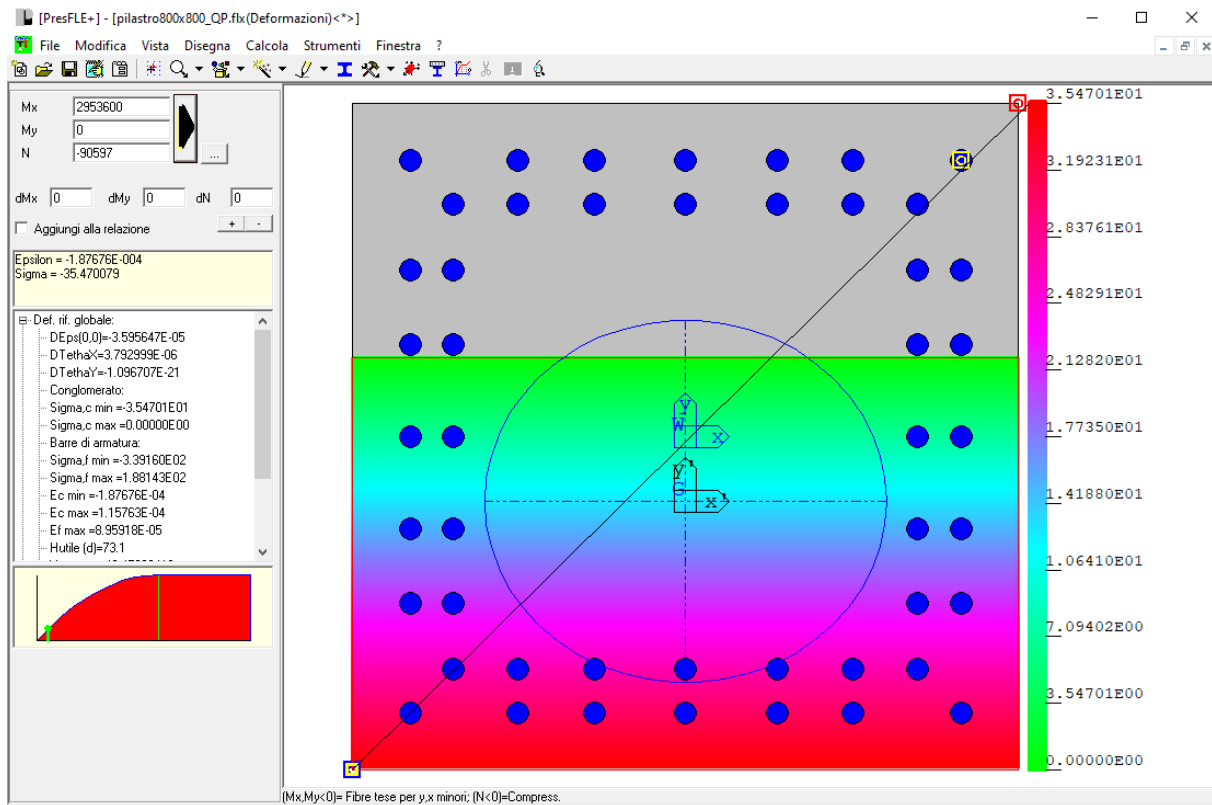
My 100

N -90597



338 – Tensione massima calcestruzzo

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 3.76 MPa < $0.6 \times 35 = 21$ MPa.



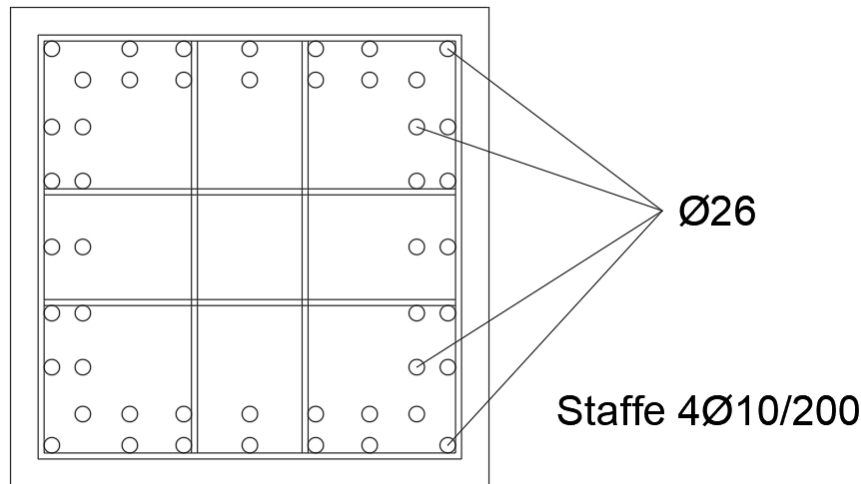
339 – Tensione massima armature

La tensione massima dell'acciaio è pari a 18.8 MPa < $0.8 \times 450 = 360$ MPa.

14.9 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – FREQ

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.



340 – Armatura pilastri

La verifica consiste nel calcolo dell'apertura delle fessure.

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore

Tensione massima del cls

Sc,min -22.33

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 11FREQ01I[11]

Mx -326200

My 0

N -181907

Tensione massima dei profili

Sp,min 0

Sp,max 0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 1FREQ01I[1]

Mx -325000

My 190100

N -78297

Tensione massima delle armature

Sf,max -17.97

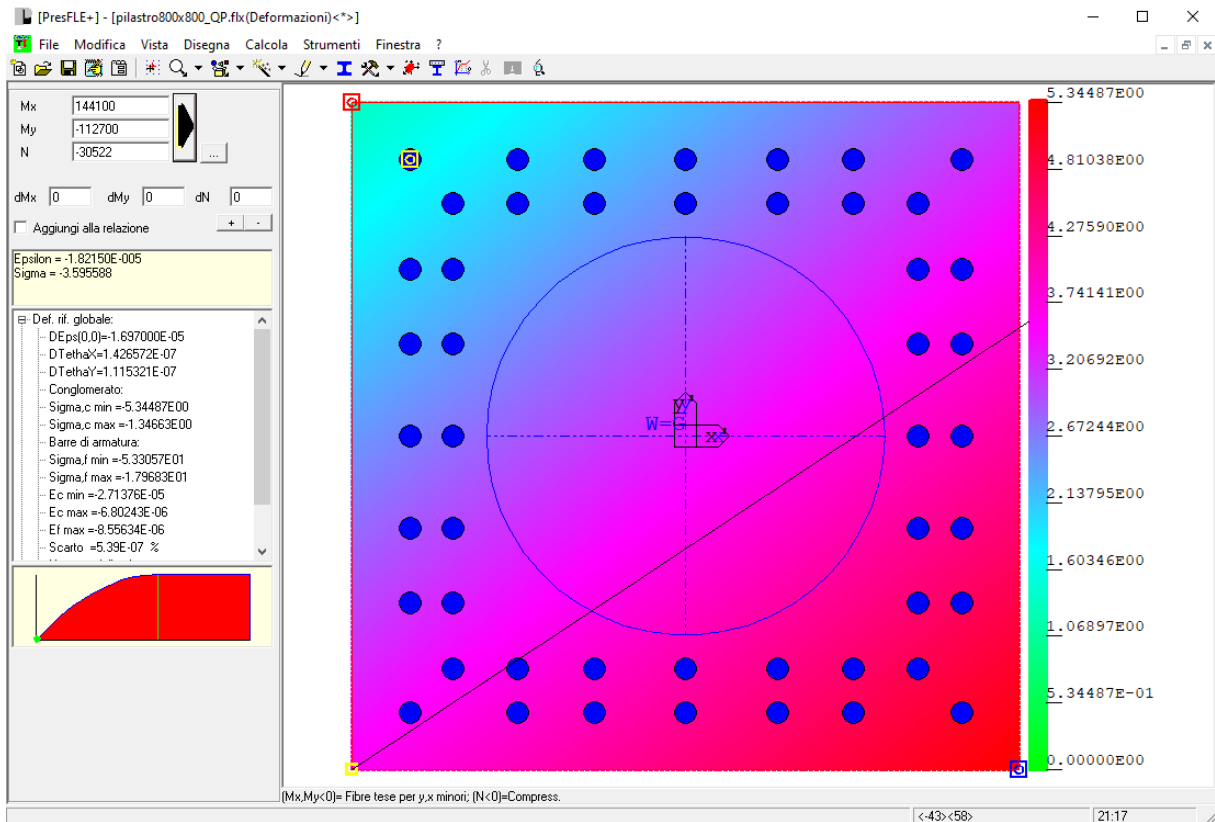
Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 21FREQ08I[21]

Mx 144100

My -112700

N -30522



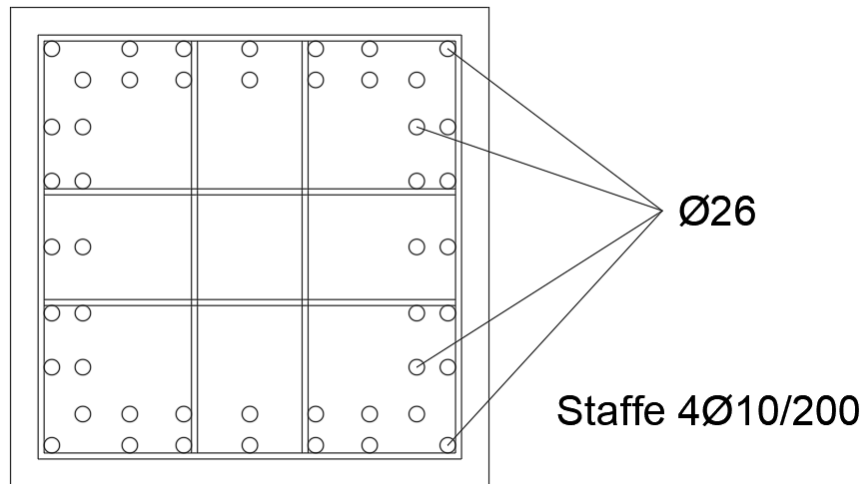
341 – Tensione massima armature

La tensione dell'acciaio è sempre di compressione, si omettono per questo motivo le verifiche a fessurazione.

14.10 Verifiche strutturali pressoflessione pilastri – QP

Le verifiche pressoflessione sono condotte con l'ausilio del software Presfle+ ver. 5.28.1.

I pilastri sono armati come illustrato nella seguente figura.



342 – Armatura pilastri

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio secondo i seguenti limiti.

$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$ tensione massima calcestruzzo per combinazioni quasi permanente

Si riporta il dettaglio della verifica per la combinazione dimensionante.

Valutazione delle tensioni nella combinazione peggiore

Tensione massima del cls

$S_{c,min}$ -19.84

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 11QP01I[11]

M_x -800

M_y 0

N -181852

Tensione massima dei profili

$S_{p,min}$ 0

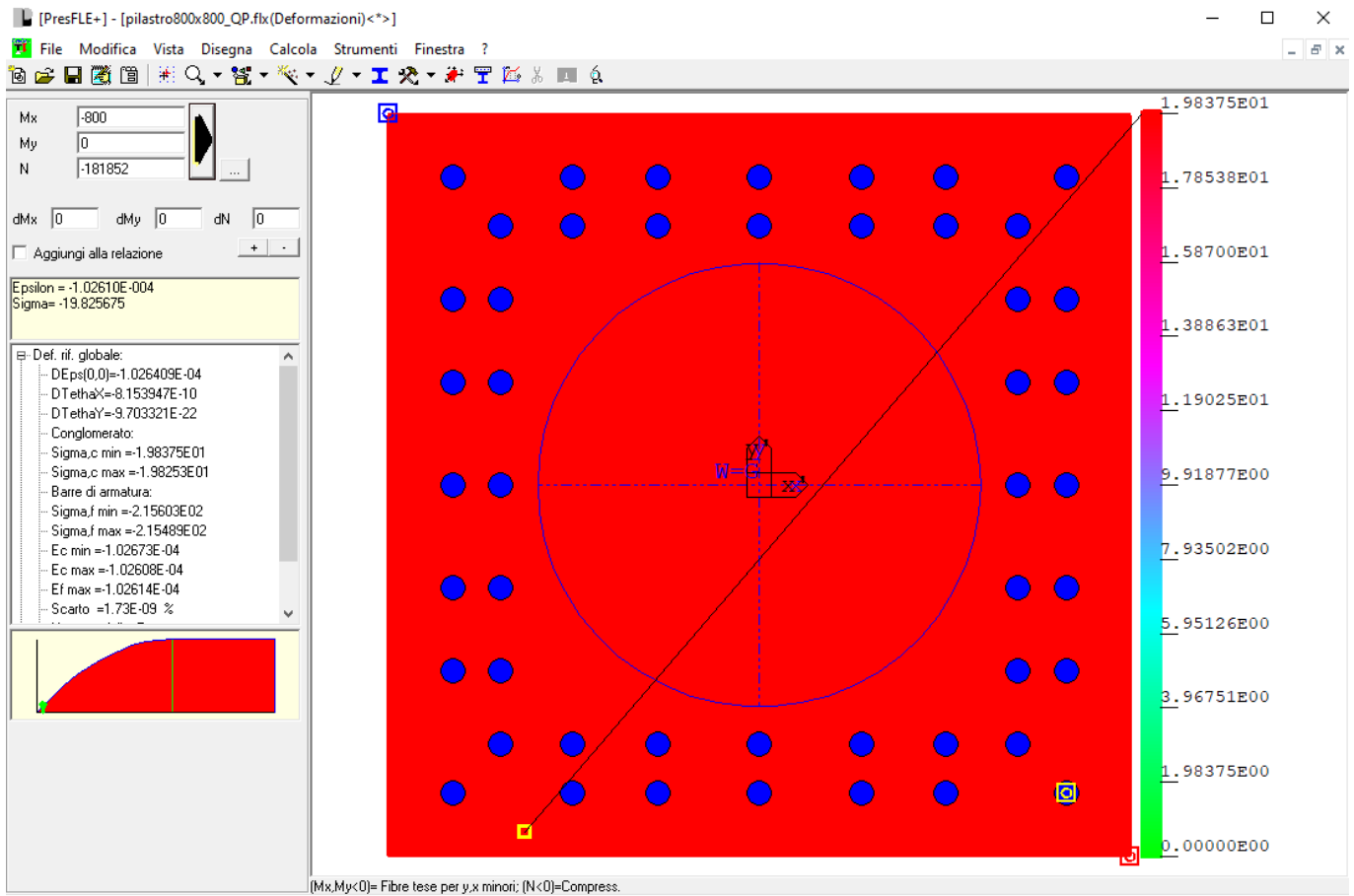
$S_{p,max}$ 0

Famiglia di combinazioni: Combinazioni

combinazione: 1QP01I[1]

M_x -27500

My 0
 N -78585
 Tensione massima delle armature
 Sf,max -34.81
 Famiglia di combinazioni: Combinazioni
 combinazione: 21QP01I[21]
 Mx 14000
 My 0
 N -30642

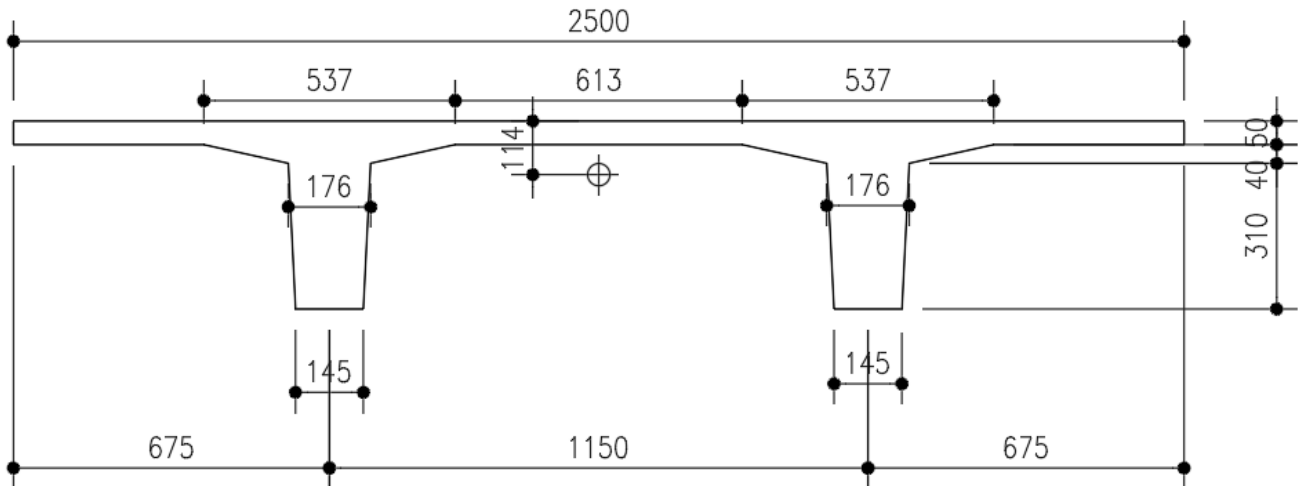


343 – Tensione massima calcestruzzo

La tensione massima del calcestruzzo è pari a 1.984 MPa < 0.45 x 35 = 15.75 MPa.

14.11 Verifiche tensioni tegolo precompresso –SLE

14.11.1 Caratteristiche geometriche tegolo



344 – Geometria del tegolo

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione.

-Caratteristiche sezione di cls

	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.t	2.500	2.500	0.0500	0.125	0.003	0.000	0.000
2.t	1.000	0.396	0.0350	0.024	0.002	0.000	0.000
3.t	0.396	0.380	0.0020	0.001	0.000	0.000	0.000
4.t	0.380	0.380	0.8130	0.309	0.152	0.075	0.017
5.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
6.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
7.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.900	0.459	0.157	0.075	0.017

h sol. =	0.000	m	altezza della soletta
h tr. =	0.900	m	altezza della trave
h tot =	0.900	m	altezza totale
A =	0.459	m ²	area della sezione
S.s'=	0.157	m ³	momento statico rispetto all'estradosso

yG.tot=	0.342	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s'=	-	m	distanza del bar. dall'estradosso
yG.s =	0.342	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.558	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.0386	m ⁴	momento principale d'inerzia
1/A =	2.1780	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws'=	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	8.8669	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	14.4355	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5	-	Coefficiente omogeneizzazione armatura lenta

- Armature lenta

	Aa(cm ²)	d.s (m)	Sa.s (m ³)
1	0.00	0.05	0.0000
2	0.00	0.11	0.0000
3	0.00	0.12	0.0000
4	0.00	0.18	0.0000
5	0.00	0.41	0.0000
6	0.00	0.42	0.0000
7	0.00	0.57	0.0000
8	0.00	0.58	0.0000
9	0.00	0.73	0.0000
10	0.00	0.74	0.0000
11	0.00	0.90	0.0000
12	0.00	0.91	0.0000
13	0.00	1.00	0.0000
14	0.00	1.05	0.0000
15	0.00	1.22	0.0000
16	0.00	1.23	0.0000
17	0.00	1.34	0.0000
18	0.00	1.35	0.0000
Σ	0.00		0.0000

Aa =	0.00	cm ²	area dell'armatura lenta
Sa.s =	0.0000	m ³	momento statico dell'armatura rispetto all'estradosso
da.s =	0.000	m	distanza del bar. armatura dall'estradosso
Aa,om =	0.0000	m ²	area dell'armatura omogeneizzata
Sa.s om =	0.0000	m ³	momento statico dell'armatura omogeneizzata

-Caratteristiche della sezione omogeneizzata

A =	0.459	m ²	area della sezione
S.s'=	0.157	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.s'=	-	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s =	0.342	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.558	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.0386	m ⁴	momento principale d'inerzia

1/A =	2.178 m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	- m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	8.867 m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	14.435 m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5	Coefficiente omogeneizzazione armatura lenta

- Armatura di precompressione

Atr =	1.40 cm ²	Area singolo trefolo 0.6" Super
Ag =	2.69 cm ²	Area singola guaina

livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)
1	20	28.00	0.00	0.276	0.624	0.00175	0.00000
2	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000
3	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000
4	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000
5	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000
6	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000
	-----	-----	-----			-----	-----
	20.00	28.00	0.00			0.00175	0.00000

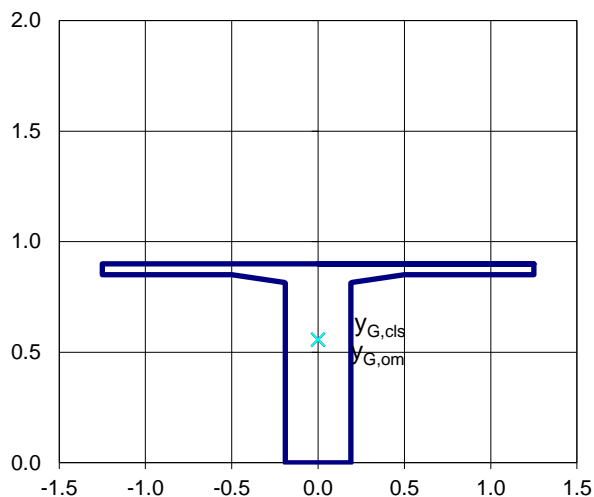
	S1	S2	S3		
<u>cavi</u>	A	A	A		
nc =	20	20	20	-	numero dei cavi/trefoli
Ac =	28.00	28.00	28.00	cm ²	area totale dei cavi
Sc.s' =	0.0017	0.0017	0.0017	m ³	momento statico cavi rispetto all'estradosso
dc.s' =	0.624	0.624	0.624	m	distanza del bar. cavi dall'estradosso
dc.i =	0.276	0.276	0.276	m	distanza del bar. cavi dall'intradosso
<u>guaine</u>					
Ag =	0.00	0.00	0.00	cm ²	area totale dei fori
Sg.s' =	0.0000	0.0000	0.0000	m ³	momento statico fori rispetto all'estradosso
dg.s' =	0.000	0.00	0.00	m	distanza del bar. fori dall'estradosso

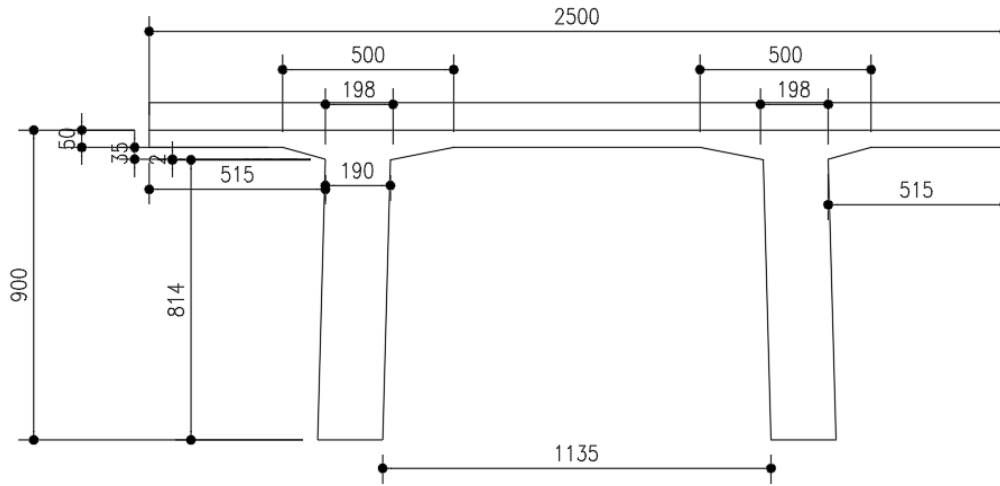
-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine

A =	0.459	0.459	0.459	m ²	area della sezione
S.s' =	0.157	0.157	0.157	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.s' =	-	-	-	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s =	0.342	0.342	0.342	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.558	0.558	0.558	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.039	0.039	0.039	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.282	0.282	0.282	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro
1/A =	2.178	2.178	2.178	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	-	-	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	8.867	8.867	8.867	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	14.435	14.435	14.435	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.

-Caratteristiche della sezione omogeneizzata

A =	0.473	0.473	0.473	m ²	area della sezione
S.s' =	0.166	0.166	0.166	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.s' =	-	-	-	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s =	0.351	0.351	0.351	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.549	0.549	0.549	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.040	0.040	0.040	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.273	0.273	0.273	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro
1/A =	2.114	2.114	2.114	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	-	-	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	8.836	8.836	8.836	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	13.834	13.834	13.834	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wbcavi =	6.882	6.882	6.882	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli





345 – Geometria del tegolo + soletta

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione.

-Caratteristiche sezione di cls

	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	2.500	2.500	0.080	0.200	0.0080	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
1.t	2.500	2.500	0.050	0.125	0.01313	0.001	0.000
2.t	1.000	0.396	0.035	0.024	0.00354	0.001	0.000
3.t	0.396	0.380	0.002	0.001	0.00013	0.000	0.000
4.t	0.380	0.380	0.813	0.309	0.17718	0.102	0.017
5.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
6.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
7.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
Σ			0.980	0.6591	0.2020	0.1038	0.0172

n* =	1.000	-	Coefficiente omogeneizzazione soletta
h sol. =	0.080	m	altezza della soletta
h tr. =	0.900	m	altezza della trave
h tot =	0.980	m	altezza totale
A =	0.6591	m ²	area della sezione omogeneizzata
S.s' =	0.202	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.tot =	0.306	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta

yG.s' =	0.306	m	distanza del bar. dall'estradosso soletta
yG.s =	0.226	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.674	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.0591	m ⁴	momento principale d'inerzia
A =	0.659		area della sezione non omogeneizzata
1/A =	1.5171	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.1840	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.8305	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.3958	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5		

- Armatura lenta

livello	Aa(cm ²)	d.s'(m)	Sa.s'(m ³)
1	0	0.05	0.000000
2	0	0.11	0.000000
3	0	0.12	0.000000
4	0	0.18	0.000000
5	0	0.41	0.000000
6	0	0.42	0.000000
7	0	0.57	0.000000
8	0	0.58	0.000000
9	0	0.73	0.000000
10	0	0.74	0.000000
11	0	0.9	0.000000
12	0	0.91	0.000000
13	0	1	0.000000
14	0	1.05	0.000000
15	0	1.22	0.000000
16	0	1.23	0.000000
17	0	1.34	0.000000
18	0	1.35	0.000000
Σ	0.00		0.0000

Aa =	0.00	cm ²	area dell'armatura lenta
Sa.s' =	0.0000	m ³	momento statico dell'armatura rispetto all'estr
da.s' =	0.000	m	distanza del bar. armatura dall'estradosso soletta
Aa,om =	0.000	m ²	area dell'armatura omogeneizzata
Sa.s'om =	0.000	m ³	momento statico dell'armatura omogeneizzata

- Caratteristiche della sezione omogeneizzata

A =	0.659	m ²	area della sezione
S.s' =	0.202	m ³	momento statico rispetto all'estradosso soletta
yG.s' =	0.306	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta
yG.s =	0.226	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.674	m	distanza del bar. dall'intradosso trave

JG. =	0.059	m ⁴	momento principale d'inerzia
1/A =	1.517	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws'=	5.184	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.831	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.396	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5	-	Coefficiente omogeneizzazione trefolo

- Armatura di precompressione

Atr = 1.40 cm² Area trefolo

livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)
1	20	28.00	0.00	0.276	0.704	0.0020	0.0000
2	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
3	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
4	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
5	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
6	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
	-----	-----	-----			-----	-----
Σ	20.00	28.00	0.00			0.0020	0.0000

	S1	S2	S3		
cavi	A+C	A+B+C	A+B+C		
nc =	20	20	20	-	numero dei cavi/trefoli
Ac =	28.00	28.00	28.00	cm ²	area totale dei cavi
Sc.s' =	0.00	0.00	0.00	m ³	momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta
dc.s' =	0.624	0.624	0.624	m	distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta
dc.i =	0.276	0.276	0.276	m	distanza del bar. cavi dall'intradosso trave
guaine					
Ag =	0.00	0.00	0.00	cm ²	area totale dei fori
Sg.s' =	0.00	0.00	0.00	m ³	momento statico fori rispetto all'estradosso soletta
dg.s' =	0.00	0.00	0.00	m	distanza del bar. fori dall'estradosso soletta

-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine

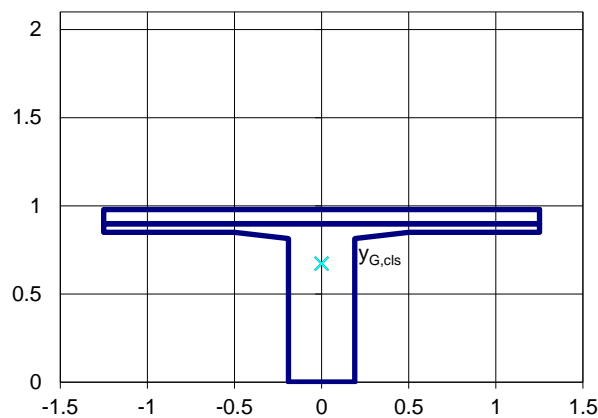
A =	0.659	0.659	0.659	m ²	area della sezione
S.s' =	0.202	0.202	0.202	m ³	momento statico rispetto all'estradosso soletta
yG.s' =	0.306	0.306	0.306	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta
yG.s =	0.226	0.226	0.226	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.674	0.674	0.674	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.059	0.059	0.059	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.318	0.318	0.318	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro
1/A =	1.517	1.517	1.517	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.1840	5.1840	5.1840	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.831	3.831	3.831	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave

1/Wi = 11.396 11.396 11.396 m⁻³ 1/modulo di resistenza della fibra inf.

-Caratteristiche della sezione omogeneizzata

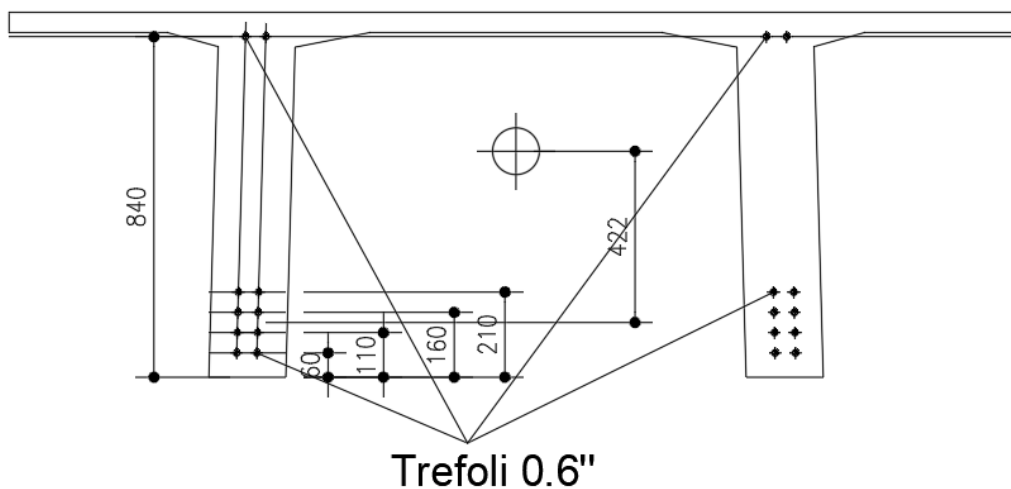
A =	0.673	0.659	0.659	m ²	area della sezione
S.s' =	0.211	0.211	0.211	m ³	momento statico rispetto all'estradosso soletta
yG.s' =	0.313	0.320	0.320	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta
yG.s =	0.233	0.240	0.240	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.667	0.660	0.660	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.060	0.061	0.061	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.311	0.304	0.304	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro

1/A =	1.486	1.517	1.517	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.1747	5.2820	5.2820	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.852	3.960	3.960	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.026	10.911	10.911	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wb,cavi =	5.141	5.029	5.029	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli



14.11.2 Armatura longitudinale di precompressione

L'armatura è costituita da 20 trefoli da 0.6" disposti inferiormente nelle anime del tegolo e nelle ali superiori. La disposizione dei trefoli è riportata nella figura seguente.



346 – Armatura di precompressione

La disposizione dei trefoli è descritta nella tabella sottostante.

- Caratteristiche di precompressione

Ac =	1.40	cm ²	Area singolo trefolo 0.6"
σ ₀ =	1347	N/mm ²	Tensione trefolo depurata dalle perdite istantanee
h trave =	0.90	m	Altezza della trave
Ag =	2.69	cm ²	Area singola guaina

d.i.(cm)	0.0	0	0	84	21	16	11	6	Σ
A	0	0	0	4	4	4	4	4	20
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Σ	0	0	0	4	4	4	4	4	20

d.i.(cm)	0.0	0	0	84	21	16	11	6	Σ
A	0	0	0	336	84	64	44	24	552
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0.0

	n° tr	Ac	Ag	d.i	d.s'	Sc.s'	Sg.s'
-	(-)	(cm ²)	(cm ²)	(m)	(m)	(m ³)	(m ³)
A	20	28.00	0.00	0.276	0.624	0.0017	0.0000
B	0	0.00	0.00	0.000	0.900	0.0000	0.0000
C	0	0.00	0.00	0.000	0.900	0.0000	0.0000
D	0	0.00	0.00	0.000	0.900	0.0000	0.0000
E	0	0.00	0.00	0.000	0.900	0.0000	0.0000
F	0	0.00	0.00	0.000	0.900	0.0000	0.0000
Σ	20	28.00	0.00	-	-	0.0017	0.0000

- Perdite di precompressione

- Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio da precompressione

$f_{ptk} =$	1860	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} =$	1670	N/mm ²	tensione caratteristica all'1% di deformazione
$E_p =$	195000	N/mm ²	modulo elastico

calcestruzzo

$f_{ck} =$	35	N/mm ²	tensione caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$E_c =$	34625	N/mm ²	modulo elastico calcestruzzo

- Caratteristiche geometriche

	S1	S2	S3		
Atrave =	0.4591	0.4591	0.4591	m ²	area della sezione di calcestruzzo
Acavi =	28.0	28.0	28.0	cm ²	area complessiva dei cavi della prec.
1/Atrave,om =	2.114	2.114	2.114	m ⁻²	1/area della sezione omogeneizzata
1/Wb,cavi =	6.882	6.882	6.882	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi

- tensione iniziale

$\sigma_0 =$	1395.0	N/mm ²	tensione iniziale al martinetto
ver.	< 0.90 $f_{p(1)k} =$	1503 MPa	ok
	< 0.80 $f_{ptk} =$	1488 MPa	ok

- perdite iniziali

perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo

$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_c \times A_{trefoli}/A_{trave} \times \sigma_0$	47.9	47.9	47.9	N/mm ₂	perdite di tensione istantanee = 3.4% del valore iniziale
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1347.1	1347.1	1347.1	N/mm ₂	tensione in seguito alle perdite istantanee

Perdite di tensione per attrito

f	0.00	0.00	0.00	-	Coefficiente di attrito
β	0.00	0.00	0.00	rad/m	deviazione convenzionale del cavo
α	0.00	0.00	0.00	rad	Inclinazione testata rispetto all'asse della trave
L	0.00	0.00	0.00	m	lunghezza cavo alle sezioni di verifica
$\Delta\sigma_{attrito}$	0.0	0.0	0.0	N/mm ₂	perdita di tensione per attrito
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1347.1	1347.1	1347.1	N/mm ₂	tensione in seguito alle perdite istantanee

- perdite finali

perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo

$\varepsilon_{rit} =$	0.00029	0.00029	0.00029	-	
$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \varepsilon_{rit} =$	56.0	56.0	56.0	N/mm ₂	

perdita di tensione per il fluage

	S1	S2	S3		
$\sigma_{b,cavi} =$	8.5	2.2	4.9	N/mm ₂	tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi
$\phi(t, t_0) =$	1.578	1.578	1.578		
$\Delta\sigma_{fil} = \phi(t, t_0) \times \sigma_{b,cavi} \times E_s/E_{c0} =$	75.2	19.5	43.8	N/mm ₂	

perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio trefolo stabilizzato

$\Delta\sigma_{rel} =$	si			-	
	84.4	84.4	84.4	N/mm ₂	$\Delta\sigma_{ril}$ tenendo conto di un t=500000 ore

- tensione finale

$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fil} + \Delta\sigma_{rel}$	215.5	159.8	184.1	N/mm ₂	perdite di tensione lente = 15.4% del valore iniziale
$\sigma_{inf} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fil} + \Delta\sigma_{rel}$	1131.6	1187.3	1162.9	N/mm ₂	tensione finale dei trefoli
0.80 $f_{p(0.1)k}$	1336	1336	1336	N/mm ₂	tensione ammissibile dei trefoli
Verifica	ok	ok	ok		

14.11.3 Verifiche a vuoto – sezione neutralizzazione trefoli

Non si prevedono sterilizzazioni dei trefoli. Si riporta il dettaglio della verifica a vuoto all'atto della precompressione con l'elemento strutturale soggetto al solo peso proprio.

R_{ck}	=	45	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo
f_{ck}	=	35	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
α_{ct}	=	1	[-]	Coefficiente EN 1992-1-1:2005 3.1.6(2)
t	=	14	[giorni]	Età equivalente del calcestruzzo al rilascio dei trefoli
α	=	1	[-]	Coefficiente EN 1992-1-1:2005 3.1.2(9)
s	=	0.25	[-]	Coefficiente EN 1992-1-1:2005 3.1.2(6) cemento N
$\beta_{cc}(t)$	=	0.9016	[-]	Formula (3.2) EN 1992-1-1:2005
f_{ctm}	=	3.8	[MPa]	Resistenza caratteristica a trazione media calcestruzzo
$f_{ctm}(t)$	=	3.426	[MPa]	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo al tempo t EN 1992-1-1:2005 (3.2)
γ_c	=	1.5	[-]	Coefficiente parziale sicurezza calcestruzzo
$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$	=	1.599	[MPa]	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo al tempo t EN 1992-1-1:2005 (3.2)
η_{p1}	=	3.2	[-]	Coefficiente tipo armatura (trefoli) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
η_1	=	1.0	[-]	Coefficiente tipo aderenza (buona) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t)$	=	5.116	[MPa]	Tensione di aderenza al rilascio della precompressione
α_1	=	1.25	[-]	Coefficiente tipo rilascio (improvviso) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
α_2	=	0.19	[-]	Coefficiente tipo armatura (trefoli) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
ϕ	=	1.524	[cm]	Diametro trefolo
σ_{pm0}	=	1347	[MPa]	Tensione nel trefolo subito dopo il rilascio (con perdite istantanee)
$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}$	=	0.95	[m]	Lunghezza di trasmissione EN 1992-1-1:2005 (8.16)
$l_{pt1} = 0.8 l_{pt}$	=	0.76	[m]	Lunghezza di trasmissione EN 1992-1-1:2005 (8.17)
$l_{pt2} = 1.2 l_{pt}$	=	1.14	[m]	Lunghezza di trasmissione EN 1992-1-1:2005 (8.18)
d	=	1.29	[m]	Altezza utile trave al baricentro trefoli inferiori
$l_{disp} = (l_{pt}^2 + d^2)^{0.5}$	=	1.72	[m]	Lunghezza di diffusione EN 1992-1-1:2005 (8.19)
L_{ponte}	=	24.4	[m]	Lunghezza trave ponte fuori tutto
L_{retro}	=	0.5	[m]	Lunghezza retrotrave

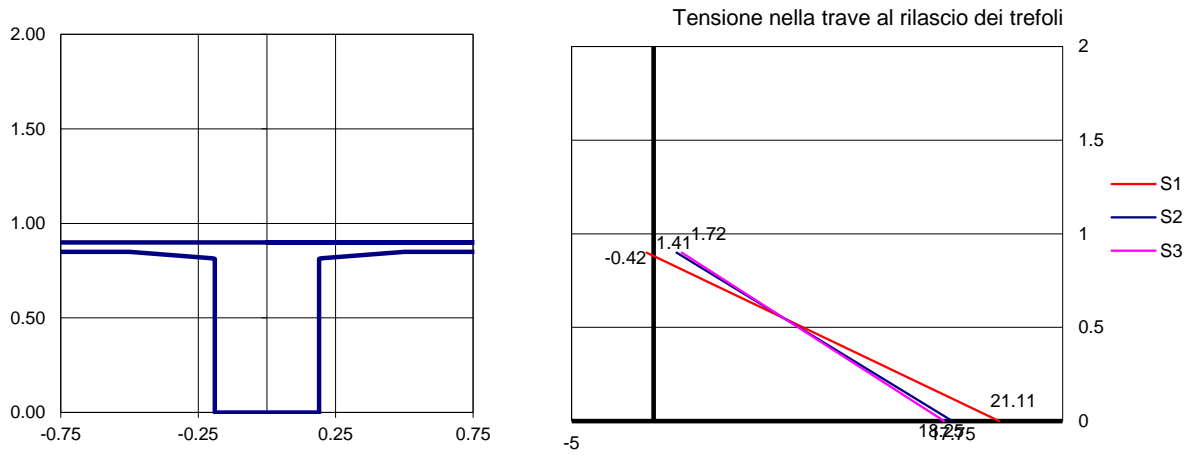
	n° tr	L_{pt}	l_{disp}	D_{neut}	$L_i = D_{neut} + l_{disp}$
	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)
A	20	1.14	1.72	0.0	1.72
B	0	1.14	1.72	2.5	4.22
C	0	1.14	1.72	0.0	1.72
D					
E					

F

Σ 20

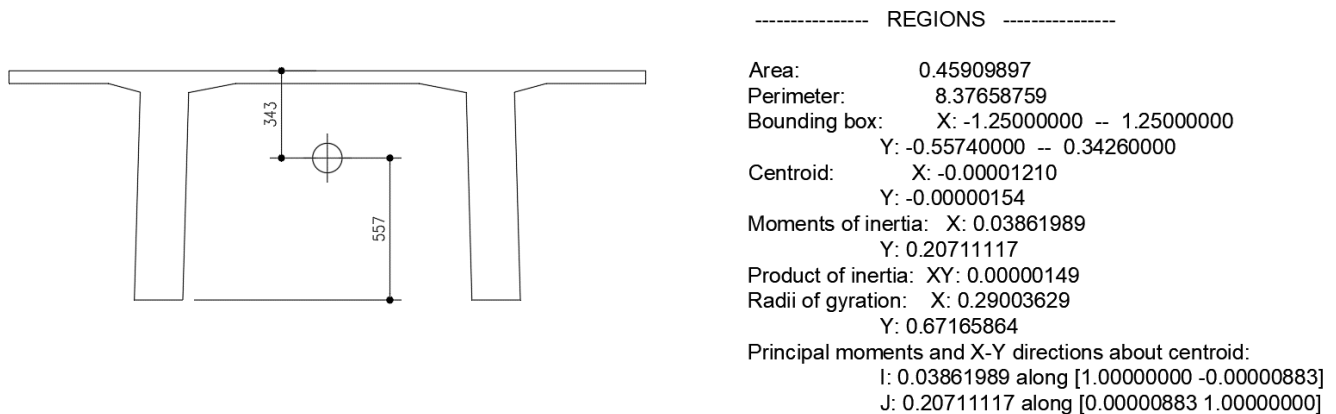
VERIFICA DELLE SEZIONI AL RILASCIO DEI TREFOLI

	S ₁	S ₂	S ₃	
	A	A	A	
nc (-) =	20	20	20	numero trefoli nella sezione di verifica
Ac (cm ²) =	28.00	28.00	28.00	Area trefoli nella sezione di verifica
eG.c (m) =	0.273	0.273	0.273	eccentricità dei cavi rispetto al baricentro della trave
N _{pi} (kN) =	3772	3772	3772	sforzo normale di precompressione
M _{pi} (kNm) =	-1030	-1030	-1030	Momento flettente di precompressione
L _{ta} (m) =	15.00	15.00	15.00	Luce della trave da appoggio ad appoggio
L _{ni} (m) =	1.00	5.00	7.50	Distanza da appoggio sezione di verifica
1/A (m ⁻²) =	2.114	2.114	2.114	1/area della sezione
1/W _s (m ⁻³) =	8.84	8.84	8.84	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/W _i (m ⁻³) =	13.83	13.83	13.83	1/modulo di resistenza della fibra inf.
M _{pp} (kNm) =	80.5	287.5	323.4	Momento flettente dovuto al peso proprio della trave (da modello)
σ _s (N/mm ²) =	-0.42	1.41	1.72	Tensione fibra superiore trave (>0 compressione)
σ _i (N/mm ²) =	21.11	18.25	17.75	Tensione fibra inferiore trave (>0 compressione)
f _{ctmj} (N/mm ²) =	-2.58	-2.58	-2.58	
Verifica a trazione	ok	ok	ok	
Arm passiva	nec.	non nec.	non nec.	Armatura lenta per eventuali sforzi di trazione in fase iniziale
h _{tr} (m) =	0.9	0.9	0.9	Altezza trave
y (m) =	0.018	-	-	
A _{tesa_cls} (m ²) =	0.044	0.0000	0.0000	
F (kN) =	9	0	0	
σ _a (N/mm ²) =	200	200	200	Tensione di riferimento armatura lenta
A _s (cm ²) =	0.5	-	-	Area armatura lenta
k (-) =	0.70	0.70	0.70	Coefficiente riduttivo resistenza calcestruzzo in fase iniziale
f _{ck,nec} (N/mm ²) =	30.2	26.1	25.4	Resistenza cilindrica minima del calcestruzzo al taglio dei trefoli
R _{ck,nec} (N/mm ²) =	36.4	31.5	30.6	Resistenza cubica minima del calcestruzzo al taglio dei trefoli
R _{ckj} (N/mm ²) =	40.0	40.0	40.0	Resistenza cubica del calcestruzzo al taglio dei trefoli
Verifica a compressione	ok	ok	ok	



14.11.4 Valutazione effetto ritiro e viscosità soletta di seconda fase

Di seguito si riporta la valutazione del ritiro sulla trave principale dell'impalcato. Si considera un'umidità relativa pari all'80%. La valutazione tiene conto della riduzione del ritiro per effetto della viscosità. Il ritiro e la viscosità sono considerate come perdita di tensione sui trefoli di precompressione della trave.



347 – Sezione del tegolo per calcolo del ritiro

Viscosità e ritiro

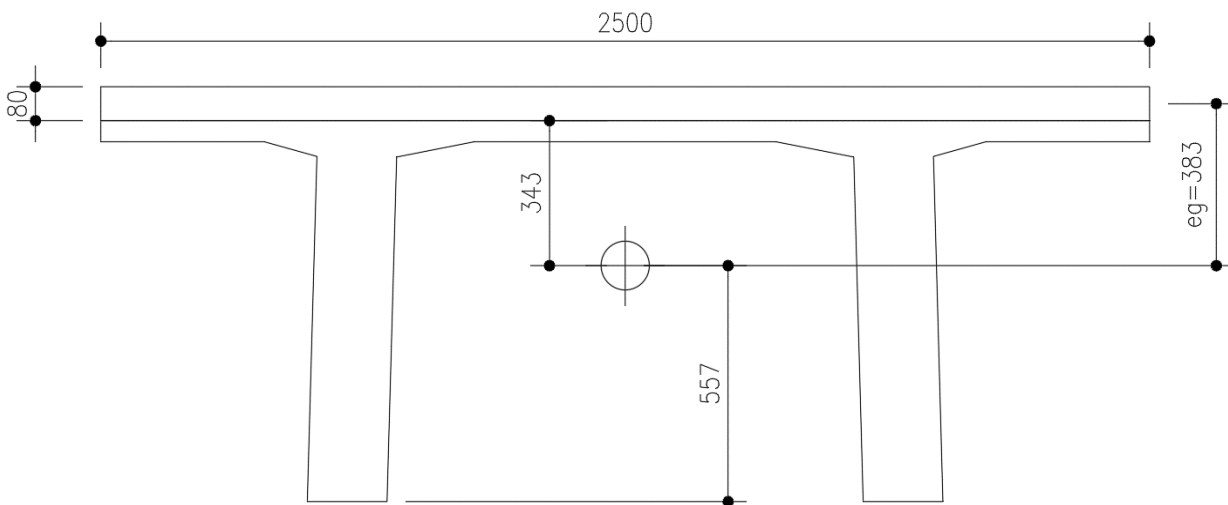
A_c	=	0.4591	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	8.377	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	109.6	[mm]	Dimensione convenzionale per calcolo ritiro
k_h	=	0.986	[-]	Coefficiente dipendente da h_0 (Table 3.3 EN 1992-1-1)
R_{ck}	=	45	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica C40/32
f_{ck}	=	35	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
t	=	25550	[days]	Età del calcestruzzo 70 years = 70x365 days
t_s	=	2	[days]	Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro igrometrico
t_0	=	14	[days]	Età del calcestruzzo al momento della messa in carico
$\epsilon_{ca,\infty}$	=	0.0000625	[%]	Deformazione da ritiro autogeno (Formula 3.12 EN 1992-1-1)
$\beta_{as}(t)$	=	1.000	[-]	Variation nel tempo del ritiro autogeno al tempo t (Formula 3.13 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca,\infty}$	=	0.00006	[%]	Ritiro autogeno al tempo t (Formula 3.11 EN 1992-1-1)
$\epsilon_{cd,0}$	=	0.2275	[%]	Ritiro igrometrico (Tabella 3.2 EN 1992-1-1)
cement class	=	N	[-]	
f_{cm}	=	43	[MPa]	Resistenza cilindrica media del calcestruzzo
f_{cm0}	=	10	[MPa]	Coefficiente di resistenza del calcestruzzo

α_{sd1}	=	4	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.2 EN 1992-1-1)
α_{sd2}	=	0.12	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.2 EN 1992-1-1)
RH	=	80	[%]	Umidità relativa dell'ambiente
RHO	=	100	[%]	Umidità relativa massima
β_{RH}	=	0.7564	[-]	Formula B.12 EN 1992-1-1
$\varepsilon_{cd,0}$	=	0.0002533	[-]	Formula B.11 EN 1992-1-2
$\beta_{ds}(t,t_s)$	=	0.998	[-]	Formula 3.10 EN 1992-1-3
$\varepsilon_{cd}(t)=\beta_{ds}(t,t_s) K_h$	=	0.000249	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formula 3.9 EN 1992-1-1)
$\varepsilon_{cd,0}$				
$\varepsilon_{cs}=\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$	=	0.31169	[‰]	Ritiro totale
α_T	=	0.00001	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	31.2	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
φ_{RH}	=	1.347	[-]	Coefficiente per l'effetto dell'umidità relativa (Formula B.3a/B.3b EN 1992-1-1)
α_1	=	0.866	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
α_2	=	0.960	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
α_3	=	0.902	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
$\beta(f_{cm})$	=	2.562	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.4 EN 1992-1-1)
$\beta(t_0)$	=	0.557	[-]	Coefficiente dipendente dal tempo di messa in carico del calcestruzzo (Formula B.5 EN 1992-1-1)
β_H	=	468.8	[-]	Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dimension convenzionale h_0 (Formula B.8a/B.8b EN 1992-1-1)
$\beta_c(t,t_0)$	=	0.995	[-]	Coefficiente per lo sviluppo della viscosità nel tempo (Formula B.7 EN 1992-1-1)
α	=	0	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.1 EN 1992-1-1)
t_T	=	14	[days]	Formula B.10 EN 1992-1-1
$t_{0,mod}$	=	14	[days]	Età del calcestruzzo modificata (Formula B.10 EN 1992-1-1)
$\beta(t_0)$	=	0.557	[-]	Formula B.5 EN 1992-1-1 con $t_{0,mod}$
$\varphi_0=\varphi_{RH}\times\beta(f_{cm})\times\beta(t_0)$	=	1.923	[-]	Formula B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t,t_0)=\varphi(t,t_0)\times\beta_c(t,t_0)$	=	1.912	[-]	Coefficiente di viscosità (Formula B.1 EN 1992-1-1)

L'età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro (t_0) è quella per cui si ha l'applicazione della precompressione (14 gg equivalenti). Gli effetti del ritiro sulla struttura composta si calcolano come perdita di precompressione nel calcolo delle tensioni.

Si è assunta l'ipotesi per cui la trave abbia già scontato tutto il suo ritiro nel momento del getto della soletta, pertanto nascerà un accorciamento differenziale che indurrà una forza eccentrica nella sezione composta.

Si riporta il calcolo dell'effetto del ritiro e della viscosità in relazione alla geometria della soletta, alle condizioni ambientali, considerando il getto in presenza di umidità relativa media pari a 80%. La valutazione tiene conto della riduzione del ritiro per effetto della viscosità.



348 – Sezione della soletta per calcolo del ritiro

Viscosità e ritiro

A_c	=	0.2	[m ²]	Area della sezione in calcestruzzo
u	=	2.5	[m]	Perimetro della sezione esposto
h_0	=	160.0	[mm]	Dimensione convenzionale per calcolo ritiro
k_h	=	0.910	[-]	Coefficiente dipendente da h_0 (Table 3.3 EN 1992-1-1)
R_{ck}	=	45	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica C40/32
f_{ck}	=	35	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
t	=	25550	[gior ni]	Età del calcestruzzo 70 years = 70x365 days
t_s	=	2	[gior ni]	Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro igrometrico
t_0	=	14	[gior ni]	Età del calcestruzzo al momento della messa in carico
$\epsilon_{ca,\infty}$	=	0.0000 625	[%o]	Deformazione da ritiro autogeno (Formula 3.12 EN 1992-1-1)

$\beta_{as}(t)$	=	1.000	[-]	Variation nel tempo del ritiro autogeno al tempo t (Formula 3.13 EN 1992-1-1)
$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,\infty}$	=	$\frac{0.0000}{6}$	[‰]	Ritiro autogeno al tempo t (Formula 3.11 EN 1992-1-1)
$\varepsilon_{cd,0}$	=	0.264	[‰]	Ritiro igrometrico (Tabella 3.2 EN 1992-1-1)
cement class	=	N	[-]	
f_{cm}	=	43	[MPa]	Resistenza cilindrica media del calcestruzzo
f_{cm0}	=	10	[MPa]	Coefficiente di resistenza del calcestruzzo
α_{sd1}	=	4	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.2 EN 1992-1-1)
α_{sd2}	=	0.12	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.2 EN 1992-1-1)
RH	=	80	[%]	Umidità relativa dell'ambiente
RHO	=	100	[%]	Umidità relativa massima
β_{RH}	=	0.7564	[-]	Formula B.12 EN 1992-1-1
$\varepsilon_{cd,0}$	=	$\frac{0.0002}{533}$	[-]	Formula B.11 EN 1992-1-2
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.997	[-]	Formula 3.10 EN 1992-1-3
$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_h \varepsilon_{cd,0}$	=	$\frac{0.0002}{30}$	[-]	Ritiro igrometrico al tempo t (Formula 3.9 EN 1992-1-1)
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$	=	$\frac{0.2922}{7}$	[‰]	Ritiro totale
α_T	=	$\frac{0.0000}{1}$	[-]	Coefficiente di espansione termica del calcestruzzo
$\Delta T_{equivalent}$	=	29.2	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo
φ_{RH}	=	1.306	[-]	Coefficiente per l'effetto dell'umidità relativa (Formula B.3a/B.3b EN 1992-1-1)
α_1	=	0.866	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
α_2	=	0.960	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
α_3	=	0.902	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.8c EN 1992-1-1)
$\beta(f_{cm})$	=	2.562	[-]	Coefficiente dipendente dalla resistenza del calcestruzzo (Formula B.4 EN 1992-1-1)
$\beta(t_0)$	=	0.557	[-]	Coefficiente dipendente dal tempo di messa in carico del calcestruzzo (Formula B.5 EN 1992-1-1)
β_H	=	580.7	[-]	Coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dimension convenzionale h_0 (Formula B.8a/B.8b EN 1992-1-1)
$\beta_c(t, t_0)$	=	0.993	[-]	Coefficiente per lo sviluppo della viscosità nel tempo (Formula B.7 EN 1992-1-1)
α	=	0	[-]	Coefficiente dipendente dalla classe di cemento (Annex B.1 EN 1992-1-1)
t_T	=	14	[gior ni]	Formula B.10 EN 1992-1-1

$t_{0,mod}$	=	14	[gior ni]	Età del calcestruzzo modificata (Formula B.10 EN 1992-1-1)
$\beta(t_0)$	=	0.557	[-]	Formula B.5 EN 1992-1-1 con $t_{0,mod}$
$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$	=	1.864	[-]	Formula B.2 EN 1992-1-1
$\varphi(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \times \beta_c(t, t_0)$	=	1.851	[-]	Coefficiente di viscosità (Formula B.1 EN 1992-1-1)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	34077	[MP a]	Modulo di elasticità del calcestruzzo (Table 3.1 EN 1992-1-1)
E_a	=	210000	[MP a]	Modulo di elasticità dell'acciaio
$E_{c-creep} = E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$	=	11951	[MP a]	Modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per effetto della viscosità
$\Delta T_{equivalent}$	=	10.2	[°C]	Gradiente termico equivalente del calcestruzzo con l'effetto di viscosità

Azione da ritiro

$n = E_{cls_trave_creep} / E_{cls_soletta_creep}$	=	0.979	[-]	coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
A_c	=	0.200	[m ²]	area di calcestruzzo soletta sulla trave
$F_{shr} = A_c \times E_{c-creep} \times \varepsilon_{cs}$	=	699	[kN]	Forza assiale da ritiro su trave
eg	=	0.383	[m]	eccentricità tra baricentro della soletta e baricentro della trave+soletta
$M_{shr} = F_{shr} \times eg$	=	268	[kN m]	Momento da ritiro globale su trave

14.11.5 Verifica dello stato tensionale – SLE (Rara)

VERIFICA DELLA SEZIONE S3 (Mezzeria)

- Caratteristiche geometriche

- Trave

1/A =	2.114	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	8.836	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	13.834	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wbcavi =	6.882	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli

- Trave+soletta

1/A =	1.486	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.175	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.852	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.026	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wbcavi =	5.141	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli

- Precompressione

nc =	20	-	Numero trefoli
Ac =	28.00	cm ²	Area dei trefoli
dc.i =	0.276	m	
eG.c =	0.273	m	ecc/c.d.g. trave
eG.c =	0.311	m	ecc/c.d.g. trave+soletta

$\sigma_0 =$ 1347.1 N/mm₂ tensione iniziale

$\Delta\sigma =$ 215.1 N/mm₂ perdite di tensione

$\sigma_{inf} =$ 1132.0 N/mm₂ tensione finale

Npi = 3772 kN Sforzo di precompressione iniziale

Mpi = -1030 kNm Momento di precompressione iniziale

$\Delta Np =$ -602 kN Decremento di sforzo di precompressione dovuto alle perdite di tensione

$\Delta Mp(t) =$ 165 kNm Decremento di momento di precompressione dovuto alle perdite di tensione (solo trave)

$\Delta Mp(t+s) =$ 187 kNm Decremento di momento di precompressione dovuto alle perdite di tensione (trave+soletta)

Npf = 3170 kN Sforzo di precompressione finale (perdite incluse)

M_{pf} = -866 kNm Momento di precompressione finale (perdite incluse)

- Sollecitazioni esterne

M _{G1} =	323	kNm	Peso trave
M _{G1getto} =	141	kNm	Peso soletta e trasversi
M _{G2} =	339	kNm	Sovraccarichi permanenti
M _{rii} =	0.0	kNm	Rilascio appoggi provvisori
M _{cedim} =	0.0	kNm	Cedimenti differenziali
M _{ac,1} =	35.15	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC1
M _{ac,2} =	0	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC2
M _{ac,3} =	0	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC3
M _{ac,4} =	0	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC4
N _{rit,tr+sol} =	699	kN	Ritiro differenziale - trave+soletta
M _{rit,tr+sol} =	268	kNm	Ritiro differenziale - trave+soletta
N _{rit,sol} =	699	kN	Ritiro differenziale - soletta (>0 compressione)
N _{ΔT,tr+sol} =	0	kN	Termica differenziale - trave+soletta
M _{ΔT,tr+sol} =	0	kNm	Termica differenziale - trave+soletta (>0 compressione)
N _{ΔT,sol} =	0	kN	Termica differenziale
M _{vento} =	33.74	kNm	Neve

- Verifica
combinazione
RARA

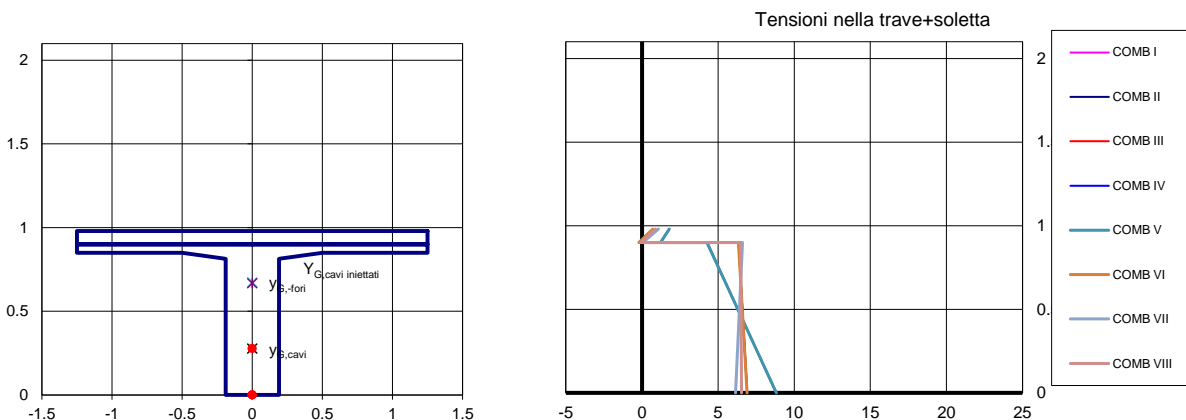
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo **SLE**

- Valore delle tensioni
ammissibili

$\sigma_c = 0.6 \times f_{ckj}$ (trave)	19.9	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione all'atto della precompressione
$\sigma_c = 0.9 \times f_{ckj}$ (trave)	29.9	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione nella zona di ancoraggio all'atto della precompressione prodotte dagli apparecchi di appoggio
$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck}$ (trave)	21.0	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni RARA
$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck}$ (trave)	15.8	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni QUASI PERMANENTE
$\sigma_t = 0.35 \times f_{ctk}$ (trave)	0.79	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a trazione per combinazioni RARA
$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck}$ (soletta)	21.0	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni RARA
$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck}$ (soletta)	14.9	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni QUASI PERMANENTE
$\sigma_s = 0.8 \times f_{p(1)k}$	1336	MPa	Tensione ammissibile nell'acciaio armonico per combinazioni RARA
$\sigma_{spi} = 0.9 \times f_{p(1)k}$	1503	MPa	Tensione ammissibile nell'acciaio armonico all'atto della precompressione
$\sigma_{spi} = 0.8 \times f_{ptk}$	1488	MPa	Tensione ammissibile nell'acciaio armonico all'atto della precompressione
$f_{ctmj} =$	3.10	MPa	Resistenza a trazione media (tempo t)

- Precompressione iniziale									
- Solo trave									
	Np/A (MPa)	MWs' (MPa)	MWs (MPa)	MWi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	σ_b (MPa)
Precompressione	7.97	-	-9.11	14.26	-	-	-1.13	22.23	15.06
Peso trave	0.00	-	2.85	-4.46	-	-	2.85	-4.46	-2.22
Σ	7.97	-	-6.25	9.79	-	-	1.72	17.76	12.84
							> -3.1	< 19.9	
- Precompressione finale									
- Solo trave									
	Np/A (MPa)	MWs' (MPa)	MWs (MPa)	MWi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	σ_b (MPa)
Tensioni trave	7.97	-	-6.25	9.79	-	-	1.72	17.76	12.84
Perdite di precom. 50%	-0.64	-	0.73	-1.14	-	-	0.09	-1.77	-1.20
Peso soletta	-	-	1.24	-1.94	-	-	1.24	-1.94	-0.97
Σ	7.34	-	-4.28	6.71	-	-	3.05	14.04	10.67
							> -3.1	< 19.9	
- Trave+soletta									
	Np/A (MPa)	MWs' (MPa)	MWs (MPa)	MWi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	σ_b (MPa)
Tensioni trave	7.34	-	-4.28	6.71	-	-	3.05	14.04	10.67
Perdite di precom. 50%	-0.45	0.48	0.36	-1.03	0.04	-0.09	-0.09	-1.48	-0.93
Sovraccarichi permanenti	-	1.75	1.31	-3.74	1.75	1.31	1.31	-3.74	-1.74
Rilascio appoggi provvisori	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
1 - Tensioni trave+soletta	-0.45	2.24	1.67	-4.77	1.79	1.22	4.27	8.83	8.00
2 - Ritiro differenziale ($N_{rit, tr+sol} + M_{rit, tr+sol}$)	1.04	1.39	1.03	-2.96	2.43	2.07	2.07	-1.92	-0.34
Ritiro differenziale ($N_{rit, sol}$)	-3.50	-	-	-	-3.50	-3.50	-	-	0
3 - Cedimento differenziale	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
4 - Variazione termica diff ($N_{AT, tr+sol} + M_{AT, tr+sol}$)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variazione termica diff ($N_{AT, sol}$)	0.00	-	-	-	0.00	0.00	-	-	0
5 - CC1	-	0.18	0.14	-0.39	0.18	0.14	0.14	-0.39	-0.18
6 - CC2	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7 - CC3	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8 - CC4	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9 - Vento	-	0.17	0.13	-0.37	0.17	0.13	0.13	-0.37	-0.17

COMB RARA		$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	σ_b (MPa)	Verifica Tensioni		
(-)	(-)						> -0.79	< 21.0	
I	1	1.79	1.22	4.27	8.83	8.00	> -0.79	< 21.0	G1+G2
II	1+2	0.72	-0.20	6.34	6.91	7.66	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Ritiro
III	1+3	1.79	1.22	4.27	8.83	8.00	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedimento
IV	1+2+3	0.72	-0.20	6.34	6.91	7.66	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Ritiro+Cedimento
V	1+3+4	1.79	1.22	4.27	8.83	8.00	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedimento+Termica
VI	1+2+3+4	0.72	-0.20	6.34	6.91	7.66	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Ritiro+Cedimento+Termica
VII	1+2+3+4+5+9	1.08	0.06	6.61	6.15	7.31	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedimento+Ritiro+Termica+Traffico+Vento
VIII	1+2+3+4+6+9	0.90	-0.07	6.47	6.54	7.49	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedim+Ritiro+Termica+Traffico+Vento

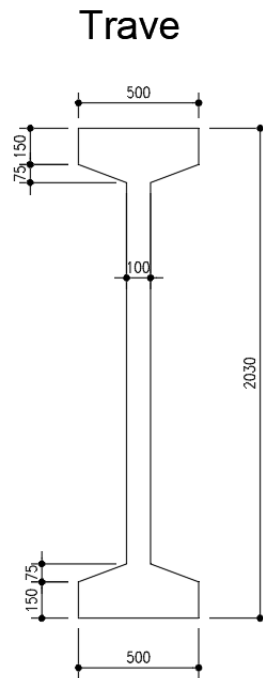


14.11.6 Verifica a fessurazione – SLE (Frequente)

La sezione risulta sempre compressa o con tensione di trazione al di sotto del limite $f_{ctm}/1.2$ e pertanto non si riporta il calcolo dell'armatura necessaria ad assorbire le eventuali tensioni di trazione nel calcestruzzo. Si ritengono pertanto soddisfatte le verifiche in esame.

14.12 Verifiche trave centrale precompressa – SLE

14.12.1 Caratteristiche geometriche trave centrale



349 – Geometria della trave

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione.

-Caratteristiche sezione di cls

	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.t	0.500	0.500	0.9200	0.460	0.212	0.097	0.032
2.t	0.900	0.900	0.3800	0.342	0.380	0.421	0.004
3.t	0.900	0.380	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
4.t	0.380	0.380	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
5.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
6.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
7.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.t	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.300	0.802	0.591	0.519	0.037

h sol. =	0.000	m	altezza della soletta
h tr. =	1.300	m	altezza della trave
h tot =	1.300	m	altezza totale
A =	0.802	m ²	area della sezione
S.s'=	0.591	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.tot=	0.737	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s'=	-	m	distanza del bar. dall'estradosso
yG.s =	0.737	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.563	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.1194	m ⁴	momento principale d'inerzia
1/A =	1.2469	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws'=	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	6.1721	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	4.7122	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5	-	Coefficiente omogeneizzazione armatura lenta

- Armature lenta

	Aa(cm ²)	d.s (m)	Sa.s (m ³)
1	0.00	0.05	0.0000
2	0.00	0.11	0.0000
3	0.00	0.12	0.0000
4	0.00	0.18	0.0000
5	0.00	0.41	0.0000
6	0.00	0.42	0.0000
7	0.00	0.57	0.0000
8	0.00	0.58	0.0000
9	0.00	0.73	0.0000
10	0.00	0.74	0.0000
11	0.00	0.90	0.0000
12	0.00	0.91	0.0000
13	0.00	1.00	0.0000
14	0.00	1.05	0.0000
15	0.00	1.22	0.0000
16	0.00	1.23	0.0000
17	0.00	1.34	0.0000
18	0.00	1.35	0.0000
Σ	0.00		0.0000

Aa =	0.00	cm ²	area dell'armatura lenta
Sa.s =	0.0000	m ³	momento statico dell'armatura rispetto all'estradosso
da.s =	0.000	m	distanza del bar. armatura dall'estradosso
Aa,om =	0.0000	m ²	area dell'armatura omogeneizzata
Sa.s om =	0.0000	m ³	momento statico dell'armatura omogeneizzata

-Caratteristiche della sezione omogeneizzata

A =	0.802	m ²	area della sezione
-----	-------	----------------	--------------------

S.s' =	0.591 m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.s' =	- m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s =	0.737 m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.563 m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.1194 m ⁴	momento principale d'inerzia
1/A =	1.247 m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	- m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	6.172 m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	4.712 m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5	Coefficiente omogeneizzazione armatura lenta

- Armatura di precompressione

Atr =	1.40 cm ²	Area singolo trefolo 0.6" Super
Ag =	2.69 cm ²	Area singola guaina

livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)
1	30	42.00	0.00	0.329	0.971	0.00408	0.00000
2	-	0.00	0.00	0.000	1.300	0.00000	0.00000
3	-	0.00	0.00	0.000	1.300	0.00000	0.00000
4	-	0.00	0.00	0.000	1.300	0.00000	0.00000
5	-	0.00	0.00	0.000	1.300	0.00000	0.00000
6	-	0.00	0.00	0.000	1.300	0.00000	0.00000
	-----	-----	-----			-----	-----
	30.00	42.00	0.00			0.00408	0.00000

	S1	S2	S3		
<u>cavi</u>	A	A	A		
nc =	30	30	30	-	numero dei cavi/trefoli
Ac =	42.00	42.00	42.00	cm ²	area totale dei cavi
Sc.s' =	0.0041	0.0041	0.0041	m ³	momento statico cavi rispetto all'estradosso
dc.s' =	0.971	0.971	0.971	m	distanza del bar. cavi dall'estradosso
dc.i =	0.329	0.329	0.329	m	distanza del bar. cavi dall'intradosso
<u>guaine</u>					
Ag =	0.00	0.00	0.00	cm ²	area totale dei fori
Sg.s' =	0.0000	0.0000	0.0000	m ³	momento statico fori rispetto all'estradosso
dg.s' =	0.000	0.00	0.00	m	distanza del bar. fori dall'estradosso

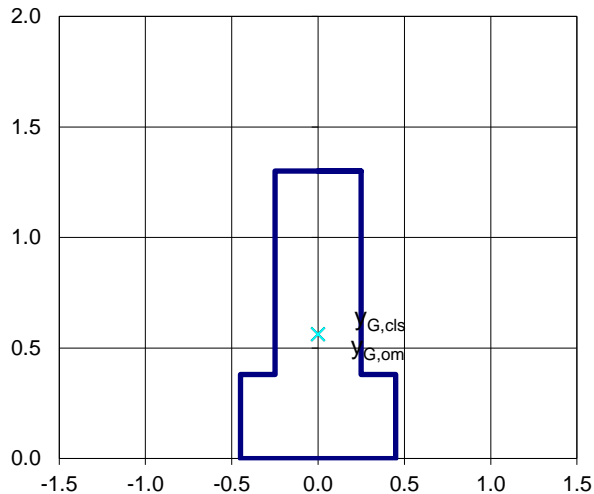
-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine

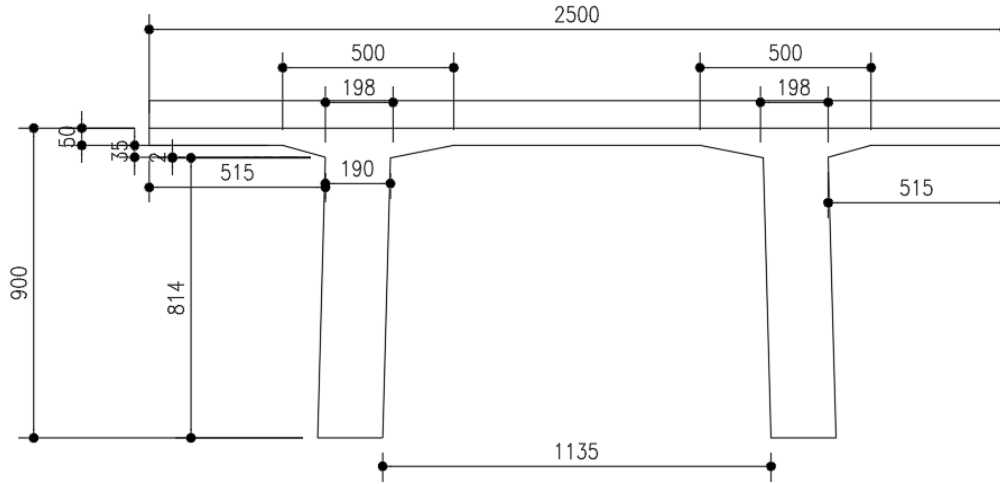
A =	0.802	0.802	0.802	m ²	area della sezione
S.s' =	0.591	0.591	0.591	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.s' =	-	-	-	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s =	0.737	0.737	0.737	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.563	0.563	0.563	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.119	0.119	0.119	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.233	0.233	0.233	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro
1/A =	1.247	1.247	1.247	m ⁻²	1/area della sezione

1/Ws' =	-	-	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	6.172	6.172	6.172	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	4.712	4.712	4.712	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.

-Caratteristiche della sezione omogeneizzata

A =	0.823	0.823	0.823	m ²	area della sezione
S.s' =	0.612	0.612	0.612	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.s' =	-	-	-	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso
yG.s =	0.743	0.743	0.743	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.557	0.557	0.557	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.121	0.121	0.121	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.228	0.228	0.228	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro
1/A =	1.215	1.215	1.215	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	-	-	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	6.164	6.164	6.164	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	4.619	4.619	4.619	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wbcavi =	1.887	1.887	1.887	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli





350 – Geometria del tegolo + soletta

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione.

-Caratteristiche sezione di cls

	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	2.500	2.500	0.080	0.200	0.0080	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
1.t	2.500	2.500	0.050	0.125	0.01313	0.001	0.000
2.t	1.000	0.396	0.035	0.024	0.00354	0.001	0.000
3.t	0.396	0.380	0.002	0.001	0.00013	0.000	0.000
4.t	0.380	0.380	0.813	0.309	0.17718	0.102	0.017
5.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
6.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
7.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
Σ			0.980	0.6591	0.2020	0.1038	0.0172

n* =	1.000	-	Coefficiente omogeneizzazione soletta
h sol. =	0.080	m	altezza della soletta
h tr. =	0.900	m	altezza della trave
h tot =	0.980	m	altezza totale
A =	0.6591	m ²	area della sezione omogeneizzata
S.s' =	0.202	m ³	momento statico rispetto all'estradosso
yG.tot =	0.306	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta

yG.s' =	0.306	m	distanza del bar. dall'estradosso soletta
yG.s =	0.226	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.674	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.0591	m ⁴	momento principale d'inerzia
A =	0.659		area della sezione non omogeneizzata
1/A =	1.5171	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.1840	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.8305	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.3958	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5		

- Armatura lenta

livello	Aa(cm ²)	d.s'(m)	Sa.s'(m ³)
1	0	0.05	0.000000
2	0	0.11	0.000000
3	0	0.12	0.000000
4	0	0.18	0.000000
5	0	0.41	0.000000
6	0	0.42	0.000000
7	0	0.57	0.000000
8	0	0.58	0.000000
9	0	0.73	0.000000
10	0	0.74	0.000000
11	0	0.9	0.000000
12	0	0.91	0.000000
13	0	1	0.000000
14	0	1.05	0.000000
15	0	1.22	0.000000
16	0	1.23	0.000000
17	0	1.34	0.000000
18	0	1.35	0.000000
Σ	0.00		0.0000

Aa =	0.00	cm ²	area dell'armatura lenta
Sa.s' =	0.0000	m ³	momento statico dell'armatura rispetto all'estr
da.s' =	0.000	m	distanza del bar. armatura dall'estradosso soletta
Aa,om =	0.000	m ²	area dell'armatura omogeneizzata
Sa.s'om =	0.000	m ³	momento statico dell'armatura omogeneizzata

- Caratteristiche della sezione omogeneizzata

A =	0.659	m ²	area della sezione
S.s' =	0.202	m ³	momento statico rispetto all'estradosso soletta
yG.s' =	0.306	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta
yG.s =	0.226	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.674	m	distanza del bar. dall'intradosso trave

JG. =	0.059	m ⁴	momento principale d'inerzia
1/A =	1.517	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws'=	5.184	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.831	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.396	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
n-1 =	5	-	Coefficiente omogeneizzazione trefolo

- Armatura di precompressione

Atr = 1.40 cm² Area trefolo

livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)
1	20	28.00	0.00	0.276	0.704	0.0020	0.0000
2	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
3	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
4	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
5	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
6	-	0.00	0.00	0.000	0.980	0.0000	0.0000
Σ	20.00	28.00	0.00			0.0020	0.0000

	S1	S2	S3		
cavi	A+C	A+B+C	A+B+C		
nc =	20	20	20	-	numero dei cavi/trefoli
Ac =	28.00	28.00	28.00	cm ²	area totale dei cavi
Sc.s' =	0.00	0.00	0.00	m ³	momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta
dc.s' =	0.624	0.624	0.624	m	distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta
dc.i =	0.276	0.276	0.276	m	distanza del bar. cavi dall'intradosso trave
guaine					
Ag =	0.00	0.00	0.00	cm ²	area totale dei fori
Sg.s' =	0.00	0.00	0.00	m ³	momento statico fori rispetto all'estradosso soletta
dg.s' =	0.00	0.00	0.00	m	distanza del bar. fori dall'estradosso soletta

-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine

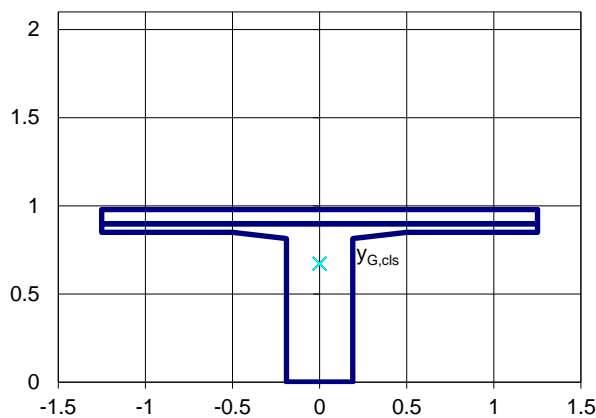
A =	0.659	0.659	0.659	m ²	area della sezione
S.s' =	0.202	0.202	0.202	m ³	momento statico rispetto all'estradosso soletta
yG.s' =	0.306	0.306	0.306	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta
yG.s =	0.226	0.226	0.226	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.674	0.674	0.674	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.059	0.059	0.059	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.318	0.318	0.318	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro
1/A =	1.517	1.517	1.517	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.1840	5.1840	5.1840	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.831	3.831	3.831	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave

1/Wi = 11.396 11.396 11.396 m⁻³ 1/modulo di resistenza della fibra inf.

-Caratteristiche della sezione omogeneizzata

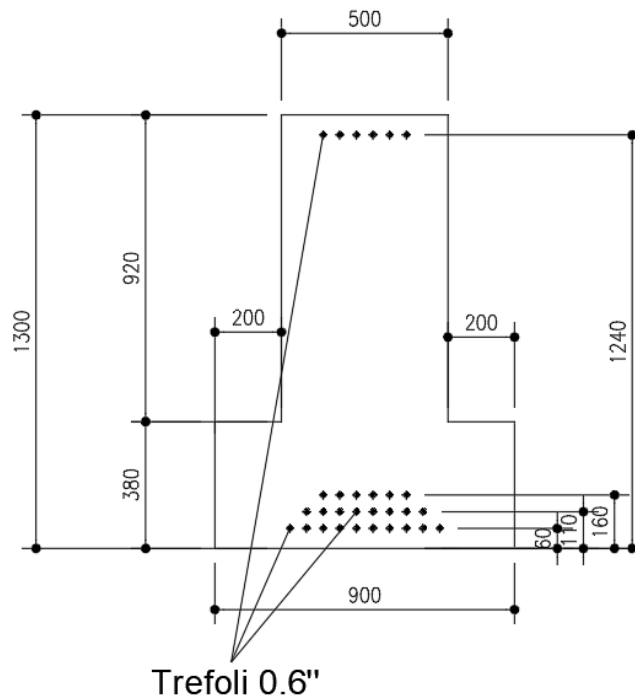
A =	0.673	0.659	0.659	m ²	area della sezione
S.s' =	0.211	0.211	0.211	m ³	momento statico rispetto all'estradosso soletta
yG.s' =	0.313	0.320	0.320	m	posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta
yG.s =	0.233	0.240	0.240	m	distanza del bar. dall'estradosso trave
yG.i =	0.667	0.660	0.660	m	distanza del bar. dall'intradosso trave
JG. =	0.060	0.061	0.061	m ⁴	momento principale d'inerzia
eG.c =	0.311	0.304	0.304	m	ecc. dei cavi rispetto al baricentro

1/A =	1.486	1.517	1.517	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	5.1747	5.2820	5.2820	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	3.852	3.960	3.960	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	11.026	10.911	10.911	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wb,cavi =	5.141	5.029	5.029	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli



14.12.2 Armatura longitudinale di precompressione

L'armatura è costituita da 30 trefoli da 0.6" disposti inferiormente nelle anime del tegolo e nelle ali superiori. La disposizione dei trefoli è riportata nella figura seguente.



351 – Armatura di precompressione

La disposizione dei trefoli è descritta nella tabella sottostante.

- Caratteristiche di precompressione

Ac =	1.40	cm ²	Area singolo trefolo 0.6"
σ ₀ =	1354	N/mm ²	Tensione trefolo depurata dalle perdite istantanee
h trave =	1.30	m	Altezza della trave
Ag =	2.69	cm ²	Area singola guaina

d.i.(cm)	0.0	0	0	124	21	16	11	6	Σ
A	0	0	0	6	0	6	8	10	30
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0	0	0	0

E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Σ	0	0	0	6	0	6	8	10	30	

d.i.(cm)	0.0	0	0	124	21	16	11	6	Σ
A	0	0	0	744	0	96	88	60	988
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0.0

	n° tr	Ac	Ag	d.i	d.s'	Sc.s'	Sg.s'
-	(-)	(cm ²)	(cm ²)	(m)	(m)	(m ³)	(m ³)
A	30	42.00	0.00	0.329	0.971	0.0041	0.0000
B	0	0.00	0.00	0.000	1.300	0.0000	0.0000
C	0	0.00	0.00	0.000	1.300	0.0000	0.0000
D	0	0.00	0.00	0.000	1.300	0.0000	0.0000
E	0	0.00	0.00	0.000	1.300	0.0000	0.0000
F	0	0.00	0.00	0.000	1.300	0.0000	0.0000
Σ	30	42.00	0.00	-	-	0.0041	0.0000

- Perdite di precompressione

- Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio da precompressione

$f_{ptk} =$	1860	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} =$	1670	N/mm ²	tensione caratteristica all'1% di deformazione
$E_p =$	195000	N/mm ²	modulo elastico

calcestruzzo

$f_{ck} =$	35	N/mm ²	tensione caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$E_c =$	34625	N/mm ²	modulo elastico calcestruzzo

- Caratteristiche geometriche

	S1	S2	S3		
Atrave =	0.8020	0.8020	0.8020	m ²	area della sezione di calcestruzzo
Acavi =	42.0	42.0	42.0	cm ²	area complessiva dei cavi della prec.
1/Atrave,om =	1.215	1.215	1.215	m ⁻²	1/area della sezione omogeneizzata
1/Wb,cavi =	1.887	1.887	1.887	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi

- tensione iniziale

$\sigma_0 =$	1395.0	N/mm ²	tensione iniziale al martinetto
ver.	< 0.90 $f_p(1)k =$	1503 MPa	ok
	< 0.80 $f_{ptk} =$	1488 MPa	ok

- perdite iniziali

perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo

$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_c \times A_{trefoli}/A_{trave} \times \sigma_0$	41.1	41.1	41.1	N/mm ²	perdite di tensione istantanee = 2.9% del valore iniziale
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1353.9	1353.9	1353.9	N/mm ²	tensione in seguito alle perdite istantanee

Perdite di tensione per attrito

f	0.00	0.00	0.00	-	Coefficiente di attrito
β	0.00	0.00	0.00	rad/m	deviazione convenzionale del cavo
α	0.00	0.00	0.00	rad	Inclinazione testata rispetto all'asse della trave
L	0.00	0.00	0.00	m	lunghezza cavo alle sezioni di verifica
$\Delta\sigma_{attrito}$	0.0	0.0	0.0	N/mm ²	perdita di tensione per attrito
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1353.9	1353.9	1353.9	N/mm ²	tensione in seguito alle perdite istantanee

- perdite finali

perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo

$\epsilon_{rit} =$	0.00029	0.0002	0.0002	-
$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \epsilon_{rit} =$	56.0	56.0	56.0	N/mm ²

perdita di tensione per il fluage

	S1	S2	S3		
$\sigma_{b,cavi} =$	4.8	5.7	6.5	N/mm ²	tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi
$\phi(t, t_0) =$	1.578	1.578	1.578		
$\Delta\sigma_{fl} = \phi(t, t_0) \times \sigma_{b,cavi} \times E_s / E_{c0} =$	42.8	50.9	57.8	N/mm ²	

perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio trefolo stabilizzato

$\Delta\sigma_{rel} =$	si			-	
	86.3	86.3	86.3	N/mm ²	$\Delta\sigma_{ril}$ tenendo conto di un $t=500000$ ore

- tensione finale

$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel}$	185.1	193.2	200.1	N/mm ²	perdite di tensione lente = 13.3% del valore iniziale
---	--------------	--------------	--------------	-------------------	---

$\sigma_{inf} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fi} + \Delta\sigma_{rel}$	1168.8	1160.6	1153.7	$\frac{N}{mm^2}$	tensione finale dei trefoli
$0.80 f_{p(0.1)k}$	1336	1336	1336	$\frac{N}{mm^2}$	tensione ammissibile dei trefoli
Verifica	ok	ok	ok		

14.12.3 Verifiche a vuoto – sezione neutralizzazione trefoli

Non si prevedono sterilizzazioni dei trefoli. Si riporta il dettaglio della verifica a vuoto all'atto della precompressione con l'elemento strutturale soggetto al solo peso proprio.

R_{ck}	=	45	[MPa]	Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo
f_{ck}	=	35	[MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
α_{ct}	=	1	[-]	Coefficiente EN 1992-1-1:2005 3.1.6(2)
t	=	14	[giorni]	Età equivalente del calcestruzzo al rilascio dei trefoli
α	=	1	[-]	Coefficiente EN 1992-1-1:2005 3.1.2(9)
s	=	0.25	[-]	Coefficiente EN 1992-1-1:2005 3.1.2(6) cemento N
$\beta_{cc}(t)$	=	0.9016	[-]	Formula (3.2) EN 1992-1-1:2005
f_{ctm}	=	3.8	[MPa]	Resistenza caratteristica a trazione media calcestruzzo
$f_{ctm}(t)$	=	3.426	[MPa]	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo al tempo t EN 1992-1-1:2005 (3.2)
γ_c	=	1.5	[-]	Coefficiente parziale sicurezza calcestruzzo
$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$	=	1.599	[MPa]	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo al tempo t EN 1992-1-1:2005 (3.2)
η_{p1}	=	3.2	[-]	Coefficiente tipo armatura (trefoli) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
η_1	=	1.0	[-]	Coefficiente tipo aderenza (buona) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t)$	=	5.116	[MPa]	Tensione di aderenza al rilascio della precompressione
α_1	=	1.25	[-]	Coefficiente tipo rilascio (improvviso) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
α_2	=	0.19	[-]	Coefficiente tipo armatura (trefoli) EN 1992-1-1:2005 8.10.2.2
ϕ	=	1.524	[cm]	Diametro trefolo
σ_{pm0}	=	1354	[MPa]	Tensione nel trefolo subito dopo il rilascio (con perdite istantanee)
$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}$	=	0.96	[m]	Lunghezza di trasmissione EN 1992-1-1:2005 (8.16)
$l_{pt1} = 0.8 l_{pt}$	=	0.77	[m]	Lunghezza di trasmissione EN 1992-1-1:2005 (8.17)
$l_{pt2} = 1.2 l_{pt}$	=	1.15	[m]	Lunghezza di trasmissione EN 1992-1-1:2005 (8.18)
d	=	1.29	[m]	Altezza utile trave al baricentro trefoli inferiori
$l_{disp} = (l_{pt}^2 + d^2)^{0.5}$	=	1.73	[m]	Lunghezza di diffusione EN 1992-1-1:2005 (8.19)
L_{ponte}	=	24.4	[m]	Lunghezza trave ponte fuori tutto
L_{retro}	=	0.5	[m]	Lunghezza retrotrave

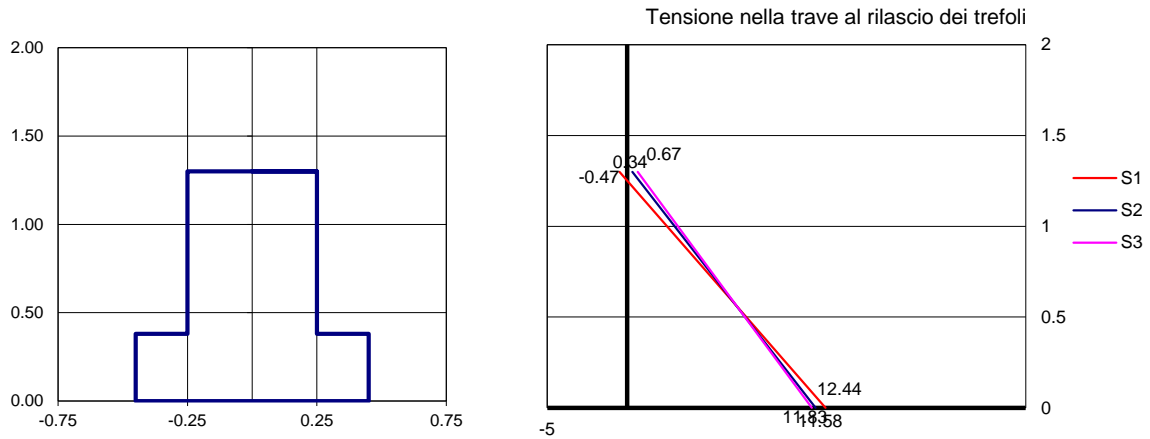
	n° tr	L_{pt}	l_{disp}	D_{neut}	$L_i = D_{neut} + l_{disp}$
	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)
A	30	1.15	1.73	0.0	1.73
B	0	1.15	1.73	2.5	4.23
C	0	1.15	1.73	0.0	1.73

D
E
F

Σ 30

VERIFICA DELLE SEZIONI AL RILASCIO DEI TREFOLI

	S ₁	S ₂	S ₃	
	A	A	A	
nc (-) =	30	30	30	numero trefoli nella sezione di verifica
Ac (cm ²) =	42.00	42.00	42.00	Area trefoli nella sezione di verifica
eG.c (m) =	0.228	0.228	0.228	eccentricità dei cavi rispetto al baricentro della trave
Npi (kN) =	5686	5686	5686	sforzo normale di precompressione
Mpi (kNm) =	-1294	-1294	-1294	Momento flettente di precompressione
Lta (m) =	10.60	10.60	10.60	Luce della trave da appoggio ad appoggio
Lni (m) =	1.00	3.00	5.30	Distanza da appoggio sezione di verifica
1/A (m ⁻²) =	1.215	1.215	1.215	1/area della sezione
1/Ws (m ⁻³) =	6.16	6.16	6.16	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi (m ⁻³) =	4.62	4.62	4.62	1/modulo di resistenza della fibra inf.
M _{pp} (kNm) =	96.2	228.6	281.6	Momento flettente dovuto al peso proprio della trave (da modello)
σ _s (N/mm ²) =	-0.47	0.34	0.67	Tensione fibra superiore trave (>0 compressione)
σ _i (N/mm ²) =	12.44	11.83	11.58	Tensione fibra inferiore trave (>0 compressione)
f _{ctmj} (N/mm ²) =	-2.58	-2.58	-2.58	
Verifica a trazione	ok	ok	ok	
Arm passiva	nec.	non nec.	non nec.	Armatura lenta per eventuali sforzi di trazione in fase iniziale
htr (m) =	1.3	1.3	1.3	Altezza trave
y (m) =	0.048	-	-	
Atesa_cls (m ²) =	0.023 8	0.0000	0.0000	
F (kN) =	6	0	0	
σ _a (N/mm ²) =	200	200	200	Tensione di riferimento armatura lenta
A _s (cm ²) =	0.3	-	-	Area armatura lenta
k (-) =	0.70	0.70	0.70	Coefficiente riduttivo resistenza calcestruzzo in fase iniziale
f _{ck,nec} (N/mm ²) =	17.8	16.9	16.5	Resistenza cilindrica minima del calcestruzzo al taglio dei trefoli
R _{ck,nec} (N/mm ²) =	21.4	20.4	19.9	Resistenza cubica minima del calcestruzzo al taglio dei trefoli
R _{ckj} (N/mm ²) =	40.0	40.0	40.0	Resistenza cubica del calcestruzzo al taglio dei trefoli
Verifica a compressione	ok	ok	ok	



14.12.4 Verifica dello stato tensionale – SLE (Rara)

VERIFICA DELLA SEZIONE S3 (Mezzeria)

- Caratteristiche geometriche

- Trave

1/A =	1.215	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	-	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	6.164	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	4.619	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wbcavi =	1.887	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli

- Trave+soletta

1/A =	1.215	m ⁻²	1/area della sezione
1/Ws' =	6.163	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta
1/Ws =	6.163	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra sup. trave
1/Wi =	4.619	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra inf.
1/Wbcavi =	1.886	m ⁻³	1/modulo di resistenza della fibra baricentrica trefoli

- Precompressione

nc =	30	-	Numero trefoli
Ac =	42.00	cm ²	Area dei trefoli
dc.i =	0.329	m	
eG.c =	0.228	m	ecc/c.d.g. trave
eG.c =	0.227	m	ecc/c.d.g. trave+soletta

$\sigma_0 =$	1353. 9	N/mm ²	tensione iniziale
$\Delta\sigma =$	185.1	N/mm ²	perdite di tensione
$\sigma_{inf} =$	1168. 8	N/mm ²	tensione finale

Npi =	5686	kN	Sforzo di precompressione iniziale
Mpi =	-1294	kNm	Momento di precompressione iniziale

$\Delta N_p =$	-777	kN	Decremento di sforzo di precompressione dovuto alle perdite di tensione
$\Delta M_p(t) =$	177	kNm	Decremento di momento di precompressione dovuto alle perdite di tensione (solo trave)
$\Delta M_p(t+s) =$	177	kNm	Decremento di momento di precompressione dovuto alle perdite di tensione (trave+soletta)

N _{pf} =	4909	kN	Sforzo di precompressione finale (perdite incluse)
M _{pf} =	-1117	kNm	Momento di precompressione finale (perdite incluse)

- Sollecitazioni esterne

M _{G1} =	282	kNm	Peso trave
M _{G1getto} =	1123	kNm	Peso soletta e trasversi
M _{G2} =	823	kNm	Sovraccarichi permanenti
M _{ril} =	0.0	kNm	Rilascio appoggi provvisori
M _{cedim} =	0.0	kNm	Cedimenti differenziali
M _{ac,1} =	85.30	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC1
M _{ac,2} =	0	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC2
M _{ac,3} =	0	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC3
M _{ac,4} =	0	kNm	Sovraccarichi accidentali - CC4
N _{rit,tr+sol} =	0	kN	Ritiro differenziale - trave+soletta
M _{rit,tr+sol} =	0	kNm	Ritiro differenziale - trave+soletta
N _{rit,sol} =	0	kN	Ritiro differenziale - soletta (>0 compressione)
N _{ΔT,tr+sol} =	0	kN	Termica differenziale - trave+soletta
M _{ΔT,tr+sol} =	0	kNm	Termica differenziale - trave+soletta (>0 compressione)
N _{ΔT,sol} =	0	kN	Termica differenziale
M _{vento} =	81.88	kNm	Neve

- Verifica combinazione

RARA

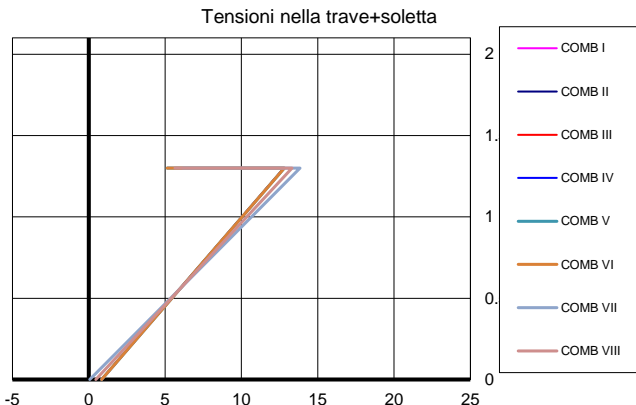
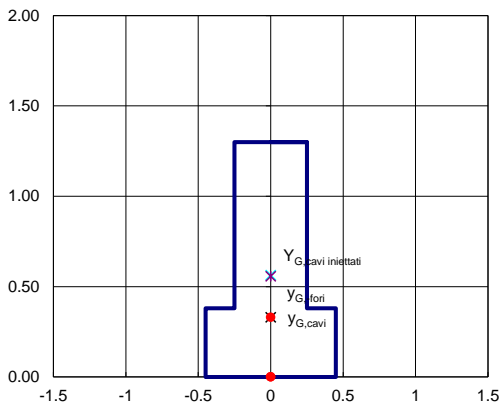
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo **SLE**

- Valore delle tensioni ammissibili

$\sigma_c = 0.6 \times f_{ckj}$ (trave)	19.9	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione all'atto della precompressione
$\sigma_c = 0.9 \times f_{ckj}$ (trave)	29.9	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione nella zona di ancoraggio all'atto della precompressione prodotte dagli apparecchi di appoggio
$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck}$ (trave)	21.0	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni RARA
$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck}$ (trave)	15.8	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni QUASI PERMANENTE
$\sigma_t = 0.35 \times f_{ctk}$ (trave)	0.79	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a trazione per combinazioni RARA
$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck}$ (soletta)	21.0	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni RARA
$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck}$ (soletta)	14.9	MPa	Tensione ammissibile nel calcestruzzo a compressione per combinazioni QUASI PERMANENTE
$\sigma_s = 0.8 \times f_{p(1)k}$	1336	MPa	Tensione ammissibile nell'acciaio armonico per combinazioni RARA
$\sigma_{spi} = 0.9 \times f_{p(1)k}$	1503	MPa	Tensione ammissibile nell'acciaio armonico all'atto della precompressione
$\sigma_{spi} = 0.8 \times f_{ptk}$	1488	MPa	Tensione ammissibile nell'acciaio armonico all'atto della precompressione
$f_{ctmj} =$	3.10	MPa	Resistenza a trazione media (tempo t)

<u>- Precompressione iniziale</u>									
- Solo trave									
	Np/A	M/Ws'	M/Ws	M/Wi	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	σ_s	σ_i	σ_b
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Precompressione	6.91	-	-7.98	5.98	-	-	-1.07	12.89	9.35
Peso trave	0.00	-	1.74	-1.30	-	-	1.74	-1.30	-0.53
Σ	6.91	-	-6.24	4.68	-	-	0.67	11.58	8.82
							> -3.1	< 19.9	
<u>- Precompressione finale</u>									
- Solo trave									
	Np/A	M/Ws'	M/Ws	M/Wi	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	σ_s	σ_i	σ_b
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensioni trave	6.91	-	-6.24	4.68	-	-	0.67	11.58	8.82
Perdite di precom. 50%	-0.47	-	0.55	-0.41	-	-	0.07	-0.88	-0.64
Peso soletta	-	-	6.92	-5.19	-	-	6.92	-5.19	-2.12
Σ	6.44	-	1.23	-0.92	-	-	7.66	5.52	6.06
							> -3.1	< 19.9	
<u>- Trave+soletta</u>									
	Np/A	M/Ws'	M/Ws	M/Wi	$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	σ_s	σ_i	σ_b
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensioni trave	6.44	-	1.23	-0.92	-	-	7.66	5.52	6.06
Perdite di precom. 50%	-0.47	0.54	0.54	-0.41	0.07	0.07	0.07	-0.88	-0.64
Sovraccarichi permanenti	-	5.07	5.07	-3.80	5.07	5.07	5.07	-3.80	-1.55
Rilascio appoggi provvisori	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
1 - Tensioni trave+soletta	-0.47	5.62	5.62	-4.21	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87
2 - Ritiro differenziale ($N_{rit, tr+sol} + M_{rit, tr+sol}$)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ritiro differenziale ($N_{rit, sol}$)	0.00	-	-	-	0.00	0.00	-	-	0
3 - Cedimento differenziale	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0
4 - Variazione termica diff ($N_{AT, tr+sol} + M_{AT, tr+sol}$)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variazione termica diff ($N_{AT, sol}$)	0.00	-	-	-	0.00	0.00	-	-	0
5 - CC1	-	0.53	0.53	-0.39	0.53	0.53	0.53	-0.39	-0.16
6 - CC2	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7 - CC3	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8 - CC4	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9 - Vento	-	0.50	0.50	-0.38	0.50	0.50	0.50	-0.38	-0.15

COMB RARA		$\sigma_{s'}$	$\sigma_{s''}$	σ_s	σ_i	σ_b	Verifica Tensioni		
(-)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	> -0.79	< 21.0	
I	1	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87	> -0.79	< 21.0	G1+G2
II	1+2	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Ritiro
III	1+3	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedimento
IV	1+2+3	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Ritiro+Cedimento
V	1+3+4	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedimento+Termica
VI	1+2+3+4	5.14	5.14	12.81	0.84	3.87	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Ritiro+Cedimento+Termica
VII	1+2+3+4+5+9	6.18	6.17	13.84	0.06	3.55	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedimento+Ritiro+Termica+Traffico+Vento
VIII	1+2+3+4+6+9	5.65	5.65	13.31	0.46	3.72	> -0.79	< 21.0	G1+G2+Cedim+Ritiro+Termica+Traffico+Vento



14.12.5 Verifica a fessurazione – SLE (Frequente)

La sezione risulta sempre compressa o con tensione di trazione al di sotto del limite $f_{ctm}/1.2$ e pertanto non si riporta il calcolo dell'armatura necessaria ad assorbire le eventuali tensioni di trazione nel calcestruzzo. Si ritengono pertanto soddisfatte le verifiche in esame.

14.13 Verifiche flessione tegolo precompresso – SLU/SLV

Si riporta la verifica a pressoflessione allo stato limite ultimo per le combinazioni involuppo SLU/SLV. Il momento flettente di calcolo è pari a:

$$M_{Ed} = 1174 \text{ kNm}$$

Si trascura, a favore di sicurezza la presenza dell'armatura lenta.

352 – Sezione di verifica del tegolo

353 – Dominio di rottura

14.14 Verifiche flessione trave centrale precompressa – SLU/SLV

Si riporta la verifica a pressoflessione allo stato limite ultimo per le combinazioni involuppo SLU/SLV. Il momento flettente di calcolo è pari a:

$$M_{Ed} = 3215 \text{ kNm}$$

Si trascura, a favore di sicurezza la presenza dell'armatura lenta.

354 – Sezione di verifica della trave centrale

355 – Dominio di rottura

14.15 Verifiche flessione trave laterale precompressa – SLU/SLV

Si riporta la verifica a pressoflessione allo stato limite ultimo per le combinazioni involuppo SLU/SLV. Il momento flettente di calcolo è pari a:

$$M_{Ed} = 2129 \text{ kNm}$$

Si trascura, a favore di sicurezza la presenza dell'armatura lenta.

356 – Sezione di verifica della trave laterale

357 – Dominio di rottura

14.16 Verifiche a taglio tegolo precompresso – SLU/SLV

Si riporta di seguito il dettaglio della verifica a taglio per le combinazioni involuppo SLU/SLV.
Il taglio di calcolo è pari a:

$$V_{Ed} = 313.4 \text{ kN}$$

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$v =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	380	mm	Larghezza della sezione
$h =$	900	mm	Altezza della sezione
$d =$	831	mm	
$z = 0.9d =$	748	mm	Braccio interno
$A =$	459100	mm ²	Area della sezione
$u =$	2560	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	179	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	144611	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	1843	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	3169.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	313.4	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	3.97	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	9.27	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	4.52	cm ² /m	Armaturo alongitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0014	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.49	-	
$k_1 =$	0.15	-	

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.38	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	284.6	kN	
$V_{Rd,2} =$	306.9	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}] =$	306.9	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	10	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	20	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	3.142	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	15.71	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	459.7	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.332	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	1877.0	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	459.7	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	ok	-	
C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}	1.467		

14.17 Verifiche a taglio trave centrale precompressa – SLU/SLV

Si riporta di seguito il dettaglio della verifica a taglio per le combinazioni involuppo SLU/SLV.

Il taglio di calcolo è pari a:

$$V_{Ed} = 1292 \text{ kN}$$

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$\nu =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	500	mm	Larghezza della sezione
$h =$	1300	mm	Altezza della sezione
$d =$	1231	mm	
$z = 0.9d =$	1108	mm	Braccio interno
$A =$	802000	mm ²	Area della sezione
$u =$	3600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	223	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	298630	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	2709	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	4909.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	1292.0	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	3.97	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	7.55	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	4.52	cm ² /m	Armaturo longitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0007	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.40	-	

$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.34	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	508.2	kN	
$V_{Rd,2} =$	578.0	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	578.0	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	12	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	15	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	4.524	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	30.16	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	1307.5	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.548	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	4251.9	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	1307.5	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	ok	-	
C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}	1.012		

14.18 Verifiche a taglio trave laterale precompressa – SLU/SLV

Si riporta di seguito il dettaglio della verifica a taglio per le combinazioni involuppo SLU/SLV.

Il taglio di calcolo è pari a:

$$V_{Ed} = 848.7 \text{ kN}$$

Verifica taglio Vz - SLU			
- Caratteristiche materiali			
$f_{yk} =$	450	MPa	Tensione di snervamento acciaio
$\gamma_s =$	1.15	-	
$f_{yd} =$	391.3	MPa	Tensione di progetto acciaio
$f_{ck} =$	35.0	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
$\gamma_c =$	1.50	-	
$\alpha_{cc} =$	0.85	-	
$f_{cd} =$	19.83	MPa	Resistenza a compressione calcestruzzo
$\nu =$	0.500		
- Geometria della sezione			
$b_w =$	500	mm	Larghezza della sezione
$h =$	1300	mm	Altezza della sezione
$d =$	1231	mm	
$z = 0.9d =$	1108	mm	Braccio interno
$A =$	726000	mm ²	Area della sezione
$u =$	3600	mm	Perimetro della sezione
$t_{ef} =$	202	mm	Spessore equivalente
$A_k =$	327669	mm ²	Area di torsione
$u_k =$	2793	mm	Perimetro di torsione
- Sollecitazioni di verifica			
$N_{Ed} (>0 \text{ compr.}) =$	3320.0	kN	Sforzo normale
$V_{Ed} =$	848.7	kN	Forza di taglio
$T_{Ed} =$	0.0	kNxm	Momento torcente
$\sigma_{cp} = \min[0.2f_{cd}; N_{Ed}/A_c] =$	3.97	Mpa	Tensione di compressione
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	5.11	Mpa	Tensione di compressione
- Armatura longitudinale			
$A_{sl} =$	4.52	cm ² /m	Armaturo longitudinale
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d) =$	0.0007	-	Rapporto di armatura
- Verifica per elementi non armati a taglio			
$k = \min[1+(200/d)^{0.5}; 2]$	1.40	-	

$k_1 =$	0.15	-	
$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c =$	0.120	-	
$V_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} =$	0.34	Mpa	
$V_{Rd,1} =$	508.2	kN	
$V_{Rd,2} =$	578.0	kN	
$V_{Rd} = \max[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}]$	578.0	kN	
Verification $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	armatura richiesta	-	
- Verifica per elementi armati a taglio			
$\theta =$	45	°	
$\alpha =$	90	°	
$\phi_{sw} =$	12	mm	Diametro staffe
$n_b =$	4	-	Numero staffe
$s_{st} =$	20	cm	Passo delle staffe
$A_{sw} =$	4.524	cm ²	Area staffe
$A_{sw/s} =$	22.62	cm ² /m	Staffe disponibili
$V_{Rsd} =$	980.6	kN	Resistenza dovuta alle staffe
$\alpha_c =$	1.856	-	
$f'_{cd} = 0.5f_{cd} =$	9.92	MPa	
$V_{Rcd} =$	5098.3	kN	Resistenza massima a taglio calcestruzzo
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) =$	980.6	kN	
Verifica $[V_{Rd} \geq V_{Ed}] =$	ok	-	
C.S. = V_{Rd} / V_{Ed}	1.155		

15. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma **NTC 18** si riportano di seguito le considerazioni e le valutazioni relativamente ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

15.1 Origine e caratteristiche dei software di calcolo

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il *software* agli elementi finiti *Midas Gen 2022 ver. 2.1*.

15.2 Affidabilità dei codici utilizzati

La versione di *Midas Gen* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari.

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del *software* e quelle reperibili sul sito web (http://manual.midasuser.com/EN_Common/Gen/925/index.htm) si ritiene, che il *Midas Gen 2022* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica della struttura.

15.3 Validazione del codice di calcolo agli elementi finiti

Ai fini della validazione del codice di calcolo si confrontano i risultati delle analisi sismiche con spettro di risposta con valutazioni semplificate.

Si prendono in considerazione le reazioni orizzontali dovute agli spettri di risposta secondo le due direzioni ortogonali X e Y allo SLV come riportato nelle seguenti figure insieme alle prime tre forme modali. Si analizzano i risultati del telaio rack nella configurazione finale.

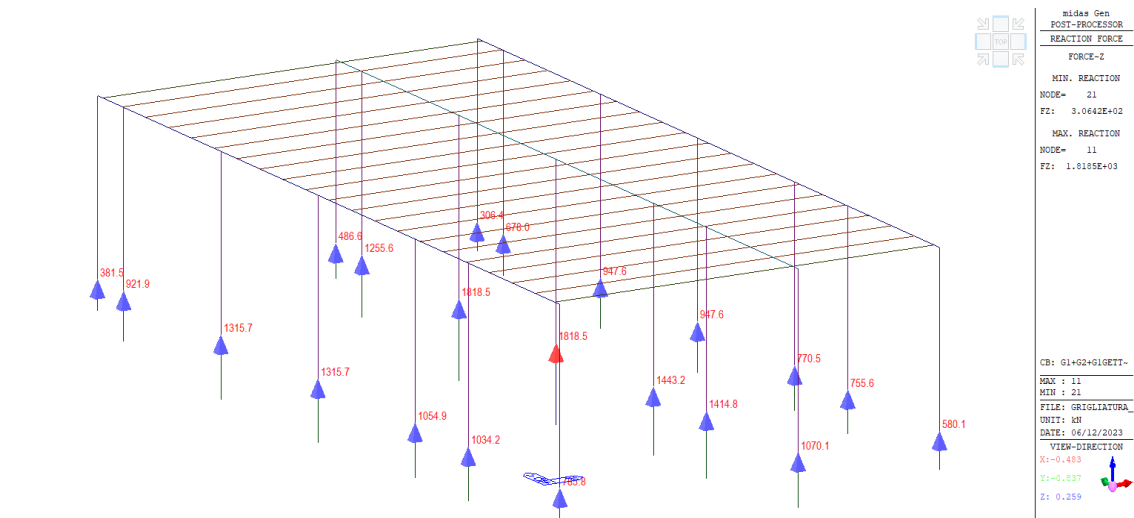


Figura 8 – Reazioni verticali (G1+G1getto+G2)

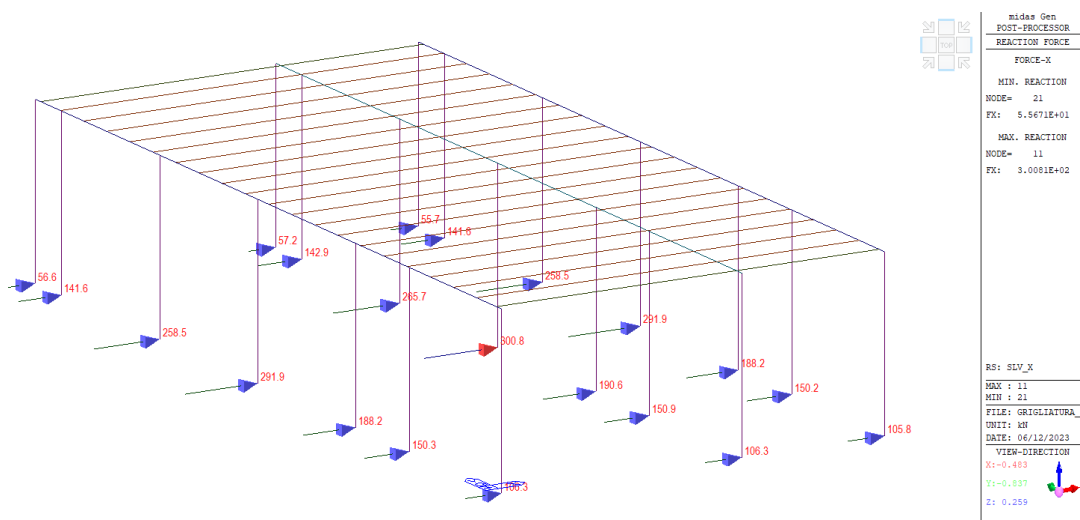


Figura 9 – Reazioni orizzontali X (sisma X - SLV)

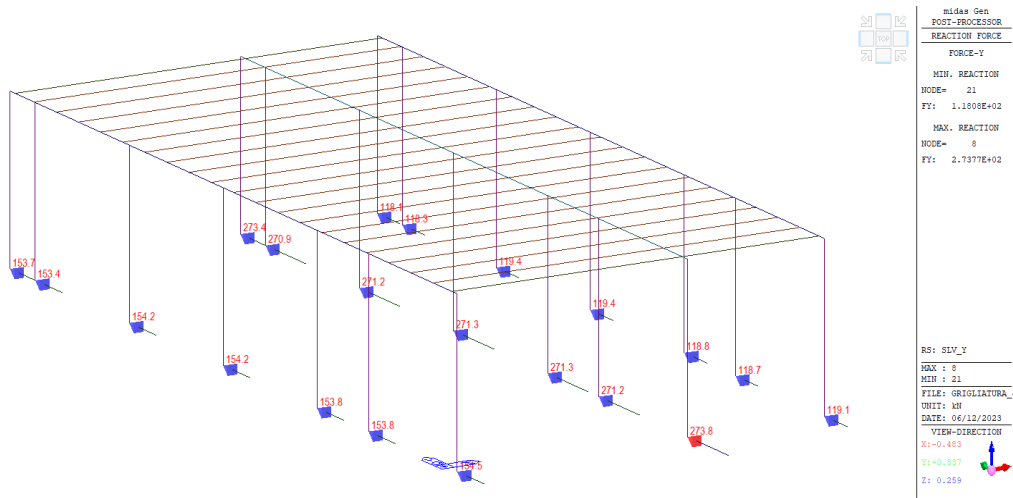


Figura 10 – Reazioni orizzontali Y (sismo Y - SLV)

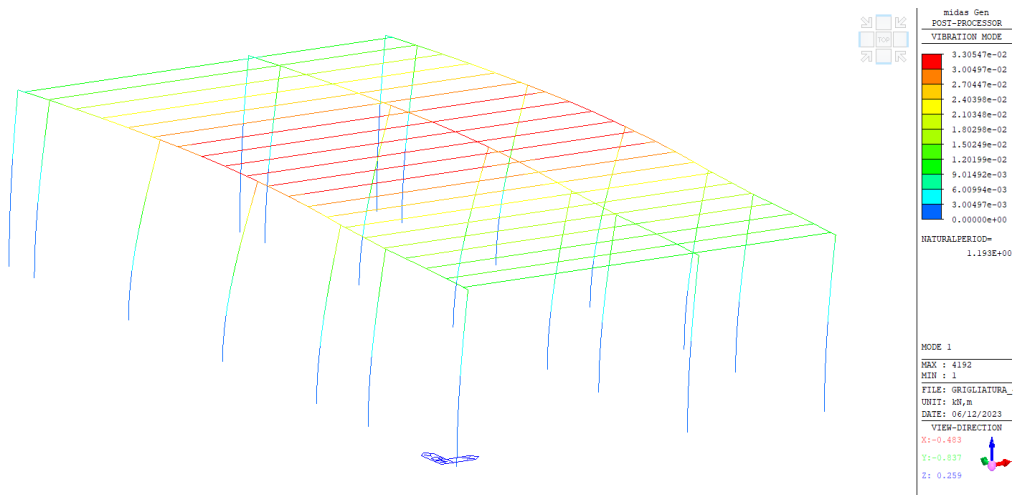


Figura 11 – Deformata modale n. 1

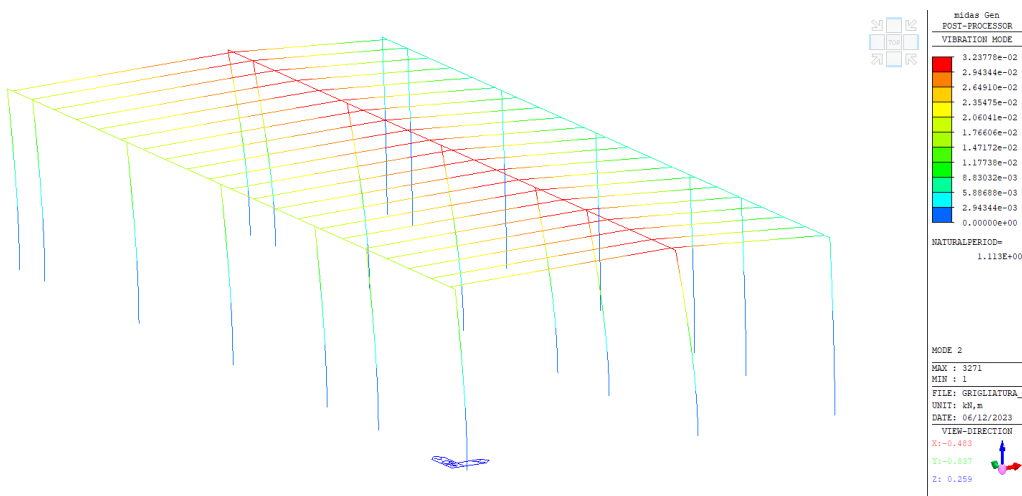


Figura 12 – Deformata modale n. 2

Le prime due deformate modali eccitano circa 80.3% e 81.1% delle masse totali in direzione X e Y rispettivamente. Le masse totali eccitate si ricavano dalle reazioni per le condizioni di carico G1+G1getto+G2.

Massa totale = $21103/9.81 = 2151.2$ tonn

Si considerano i periodi proprio della struttura nelle due direzioni come riportati nelle figure:

$$T_{1x} = 1.193 \text{ s}$$

$$T_{2y} = 1.113 \text{ s}$$

Ai periodi propri corrispondono le seguenti accelerazioni spettrali di progetto allo SLV:

$$a_{1x} = 0.183 \text{ g}$$

$$a_{3y} = 0.196 \text{ g}$$

Le reazioni orizzontali sono valutate come segue:

$$F_x \text{ (SLV)} = (2151.2 \times 9.81 \times 0.183) \times 0.803 = 3101.1 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ (SLV)} = (2151.2 \times 9.81 \times 0.196) \times 0.811 = 3354.5 \text{ kN}$$

Le reazioni valutate con il modello agli elementi finiti sono:

$$F_x \text{ (SLV-modello)} = 3167 \text{ kN}$$

$$F_y \text{ (SLV-modello)} = 3429 \text{ kN}$$

I risultati ottenuti con il modello agli elementi finiti sono in buon accordo con i risultati ottenuti con valutazioni semplificate.