

S.G.C. E78 GROSSETO–FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena–Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi – Pro Iter srl
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica – Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti – Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso



PROTOCOLLO

DATA

03 - Idrologia ed Idraulica

03.02 - Sistema di drenaggio e presio del corpo stradale

Relazione tecnica e di calcolo vasche di trattamento acque di piattaforma

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00ID02IDRRE02A.pdf			
DPFI0081	D	20	CODICE ELAB.	T00ID02IDRRE02	A	
D						
C						
B						
A	Emissione		Maggio 2021	Capone	Donelli	Formichi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

S.G.S. E78 GROSSETO – FANO
TRATTO SIENA BETTOLE (A1)
Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena-Ruffolo - Lotto 0

VASCHE DI TRATTAMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DEI MANUFATTI PREFABBRICATI

INDICE

1	PREMESSA	1
1.1	Inquadramento geografico	1
1.2	Descrizione dell'intervento	1
1.3	Inquadramento geologico e geomorfologico	3
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
2.1	Elaborati a carattere generale	4
2.2	Elaborati specifici	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.1	Normativa tecnica di riferimento	5
3.1.1	Materiali	5
3.1.2	Costruzioni in c.a. e acciaio	5
3.1.2.1	Eurocodice 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale"	5
3.1.2.2	Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture"	5
3.1.2.3	Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo"	5
3.1.3	Geotecnica	5
3.1.3.1	Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"	5
3.1.4	Sismica	6
3.1.4.1	Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"	6
3.2	Normativa tecnica nazionale	6
3.3	Bibliografia e altri riferimenti	6
4	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	7
4.1	Caratteristiche del codice di calcolo e motivazione della scelta	7
4.2	Affidabilità e validazione del codice di calcolo	8
5	MATERIALI	9
5.1	Calcestruzzo	9
5.1.1	Calcestruzzo per magrone – C12/15	9
5.1.2	Calcestruzzo per elementi gettati in opera – C40/50	9
5.2	Acciaio	10
5.2.1	Acciaio in barre per calcestruzzo armato – B450C	10
5.3	Durabilità dei materiali	10
5.3.1	Conglomerati cementizi	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
6.1	Parametri geotecnici	12
7	CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE	13
7.1	Azione sismica di progetto	13
7.1.1	Stati limite nei confronti delle azioni sismiche	13
7.1.2	Periodo di riferimento per l'azione sismica	14
7.1.3	Parametri sismici	14
7.1.4	Coefficiente di amplificazione stratigrafica	15
7.1.5	Coefficiente di amplificazione topografica	16
7.1.6	Accelerazione di progetto	16
7.1.7	Masse associate all'azione sismica	17
7.1.8	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	17
8	CRITERI DI VERIFICA	18
8.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	18

8.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso-flessione.....	18
8.1.2	Verifiche a taglio.....	18
8.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio.....	19
8.3	Verifiche a fessurazione.....	19
8.3.1	Premessa.....	19
8.3.2	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).....	20
8.3.3	Ampiezza delle fessure.....	21
8.3.4	Verifica della capacità portante.....	21
9	MODELLO DI CALCOLO.....	26
10	ANALISI DEI CARICHI.....	29
10.1	Peso proprio.....	29
10.2	Carichi permanenti soletta superiore.....	29
10.3	Carichi accidentale soletta superiore.....	29
10.4	Spinta delle terre.....	29
10.5	Carico idraulico interno.....	30
10.6	Spinta generata dal carico accidentale ai lati del manufatto.....	31
10.7	Variazioni termiche.....	31
10.8	Ritiro della soletta.....	31
10.9	Azioni sismiche.....	31
10.9.1	Sovraccarichi sismici da peso proprio.....	32
10.9.2	Sovraccarichi sismici permanenti.....	32
10.9.3	Sovraccarichi sismici dovuti al carico accidentale.....	33
10.9.4	Sovraspinte sismiche del terreno.....	33
10.9.5	Sovraccarico sismico dovuto al carico idraulico interno allo scatolare.....	33
11	COMBINAZIONI DI CARICO.....	35
11.1	Combinazioni di carico agli Stati Limite.....	35
11.2	Quadro delle combinazioni adottate.....	37
11.2.1	Stato limite ultimo.....	37
11.2.2	Stato limite di esercizio – Combinazioni Rare.....	38
11.2.3	Stato limite di esercizio – Combinazioni Frequenti.....	39
11.2.4	Stato limite di esercizio – Combinazioni Quasi Permanenti.....	40
11.2.5	Combinazioni sismiche – SLV.....	41
12	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI.....	44
12.1	Platea di fondazione.....	44
12.1.1	Azione assiale – Direzione 1.....	44
12.1.2	Azione assiale – Direzione 2.....	45
12.1.3	Momento flettente – Direzione 1.....	45
12.1.4	Momento flettente – Direzione 2.....	46
12.1.5	Azione tagliante – Direzione 1.....	47
12.1.6	Azione tagliante – Direzione 2.....	47
12.2	Parete XZ y=460cm.....	49
12.2.1	Azione assiale – Direzione 1.....	49
12.2.2	Azione assiale – Direzione 2.....	49
12.3	Parete XZ y=460 cm.....	50
12.3.1	Momento – Direzione 1.....	50
12.3.2	Momento – Direzione 2.....	50
12.3.3	Azione Tagliante – Direzione 1.....	51
12.3.4	Azione Tagliante – Direzione 2.....	51
12.4	Parete YZ x=0 cm.....	53
12.4.1	Azione assiale – Direzione 1.....	53
12.4.2	Azione assiale – Direzione 2.....	53
12.4.3	Momento – Direzione 1.....	53
12.4.4	Momento – Direzione 2.....	54

12.4.5	Azione Tagliante – Direzione 1	54
12.4.6	Azione Tagliante – Direzione 2	54
12.5	Parete centrale.....	55
12.5.1	Azione assiale – Direzione 1	55
12.5.2	Azione assiale – Direzione 2	55
12.5.3	Momento – Direzione 1	55
12.5.4	Momento – Direzione 2	56
12.5.5	Azione Tagliante – Direzione 2	56
12.6	Soletta superiore	57
12.6.1	Azione assiale – Direzione 1 (dir.x).....	57
12.6.2	Azione assiale – Direzione 2 (dir.y).....	58
12.6.3	Momento flettente – Direzione 1	58
12.6.4	Momento flettente – Direzione 2	59
12.6.5	Azione tagliante – Direzione 1	60
12.6.6	Azione tagliante – Direzione 2	60
13	VERIFICHE STRUTTURALI.....	62
13.1	Platea di fondazione.....	62
13.1.1	Sollecitazioni massime di verifica.....	62
13.1.2	Direzione 2 – Verifica allo SLU per flessione	64
13.1.3	Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio.....	65
13.1.4	Direzione 2 – Verifiche agli SLE.....	66
13.1.5	Direzione 1 – Verifica allo SLU per flessione	67
13.1.6	Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio.....	68
13.1.7	Direzione 1 – Verifiche agli SLE.....	69
13.2	Soletta di copertura	71
13.2.1	Sollecitazioni massime di verifica.....	71
13.2.2	Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione	72
13.2.3	Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio.....	73
13.2.4	Direzione 2 – Verifiche agli SLE.....	74
13.2.5	Direzione 1 – Verifica allo SLU per presso-flessione	75
13.2.6	Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio.....	76
13.2.7	Direzione 1 – Verifiche agli SLE.....	77
13.3	Parete XZ y=460 cm	79
13.3.1	Sollecitazioni massime di verifica.....	79
13.3.2	Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione	80
13.3.3	Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio.....	81
13.3.4	Direzione 2 – Verifiche agli SLE.....	82
13.3.5	Direzione 1 – Verifica allo SLU per presso-flessione	83
13.3.6	Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio.....	84
13.3.7	Direzione 1 – Verifiche agli SLE.....	85
13.4	Parete YZ x=0 cm	87
13.4.1	Sollecitazioni massime di verifica.....	87
13.4.2	Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione	88
13.4.3	Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio.....	89
13.4.4	Direzione 2 – Verifiche agli SLE.....	90
13.4.5	Direzione 1 – Verifica allo SLU per presso-flessione	91
13.4.6	Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio.....	92
13.4.7	Direzione 1 – Verifiche agli SLE.....	93
13.5	Parete XZ Centrale	95
13.5.1	Sollecitazioni massime di verifica.....	95
13.5.2	Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione	96
13.5.3	Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio.....	97
13.5.4	Direzione 2 – Verifiche agli SLE.....	98
13.5.5	Direzione 1 – Verifica allo SLU per flessione	99
13.5.6	Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio.....	101

14	VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI	102
15	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE	104
15.1	Azioni globali in fondazione.....	104
15.2	Verifiche – Condizione Drenata	107
15.2.1	Azione assiale massima.....	107
15.2.2	Momento massimo negativo attorno x	109
15.2.3	Momento massimo positivo attorno x.....	110
15.2.4	Momento massimo negativo attorno y	112
15.2.5	Momento massimo positivo attorno y.....	113

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi all'analisi e alle verifiche strutturali dei manufatti scatolari adibiti a vasche di trattamento acque di piattaforma rese necessarie dall'intervento in oggetto che riguarda la progettazione definitiva dell'adeguamento, da due a quattro corsie, del tronco stradale della SS n. 223 "di Paganico" nel tratto compreso tra lo svincolo con la Tangenziale Ovest di Siena (km 63.561 del tratto Grosseto-Siena) e lo svincolo di Ruffolo (km 2.800 del tratto Siena-Bettolle), comprensivo degli svincoli di inizio e fine intervento, al fine di realizzare un'arteria assimilabile ad una strada di tipo extraurbano principale (tipo B, a carreggiate separate - v. D.M. 05/11/2001), garantendo la continuità dell'Itinerario Internazionale E78 - S.G.C. "Grosseto - Fano".

1.1 Inquadramento geografico

Per il lotto in esame sono state individuate 8 vasche di trattamento delle acque di piattaforma, delle quali 4 hanno una lunghezza di sedimentazione di 10.10 m e 4 di 11.10 m dimensionate con un volume di sversamento accidentale assunto pari a 40.000 litri.

Nelle figure seguenti sono riportati gli stralci planimetrici del tracciato stradale con l'ubicazione delle due tipologie di vasche previste.

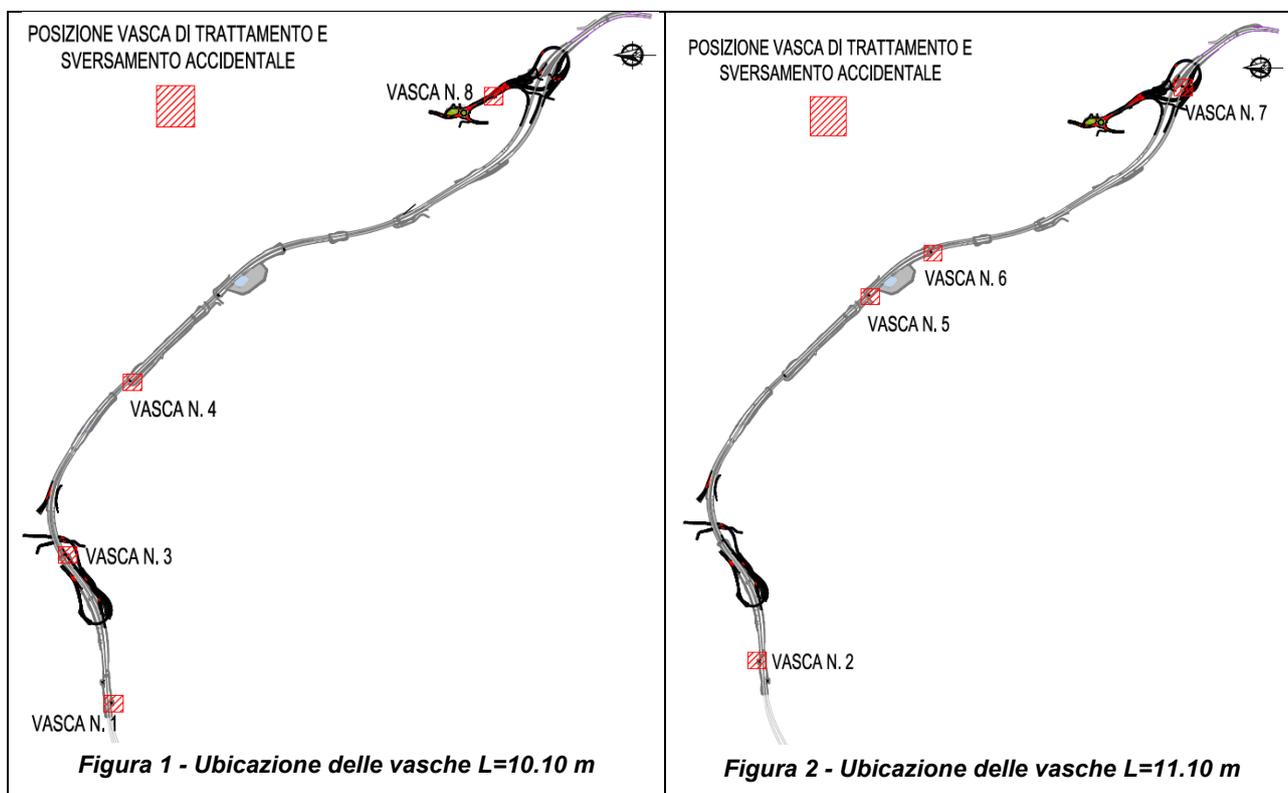


Figura 3: Area intervento - Ubicazione vasche

1.2 Descrizione dell'intervento

Per l'analisi strutturale delle vasche di trattamento acque di piattaforma, cautelativamente si è presa in esame una delle vasche posizionate al di sotto di una piazzola di sosta. In particolare lo studio della presente relazione è rappresentato dalla vasca n.2 di dimensioni 11.10m x 4.90m realizzata in c.a. e dotata delle seguenti caratteristiche:

- platea di fondazione con spessore 40 cm poggiante su un magrone da 20 cm;

- pareti con spessore 30 cm;
- soletta di copertura con spessore 30 cm;
- altezza interna netta di 300 cm;
- n.3 asole da 180x80 cm e n.2 asole da 80x80 cm nella soletta di copertura;
- ricoprimento superiore in terreno da riporto con spessore medio 50 cm;

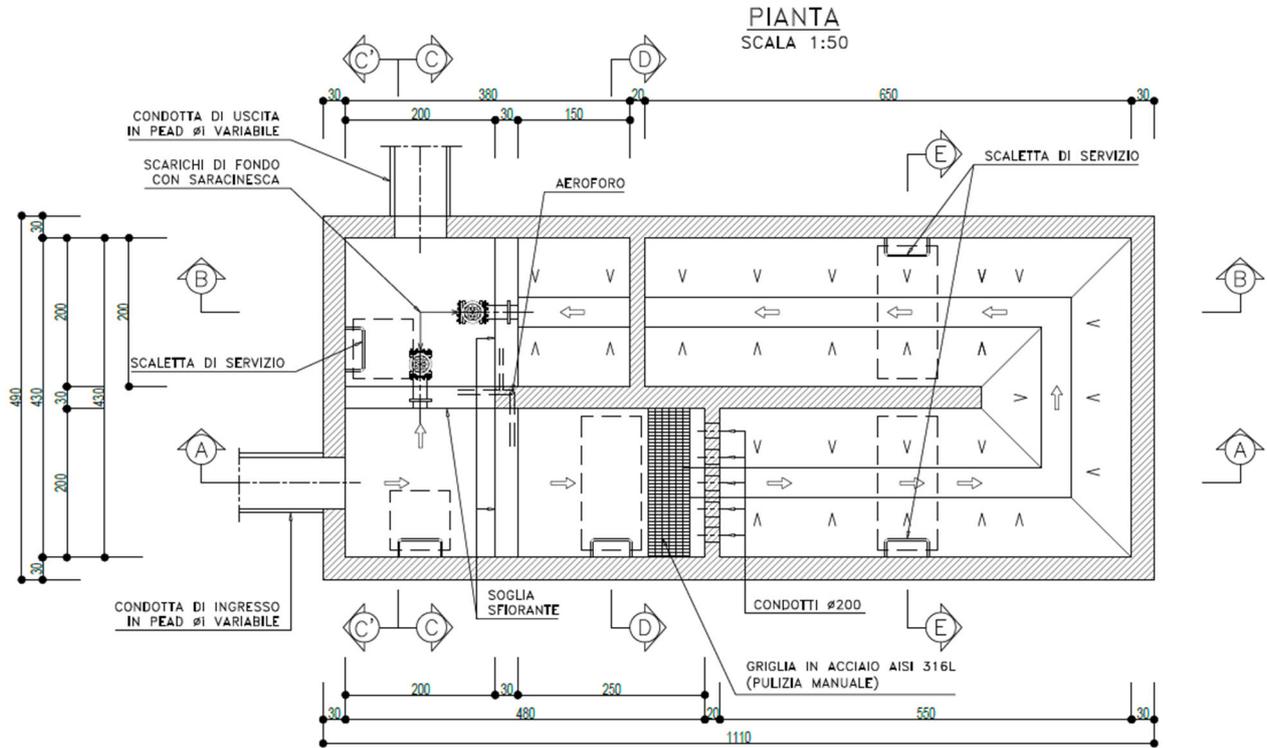


Figura 4 - Pianta vasche 2-5-6-7

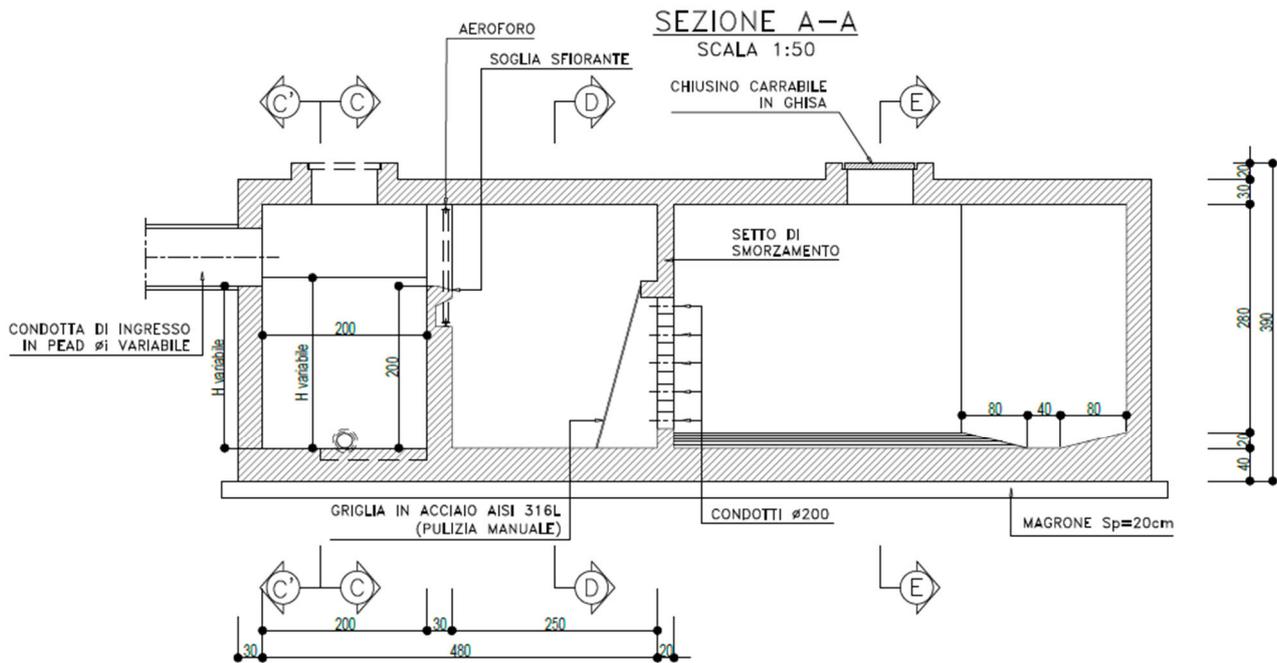


Figura 5 - Vasche 2-5-6-7 - Sezione longitudinale A-A

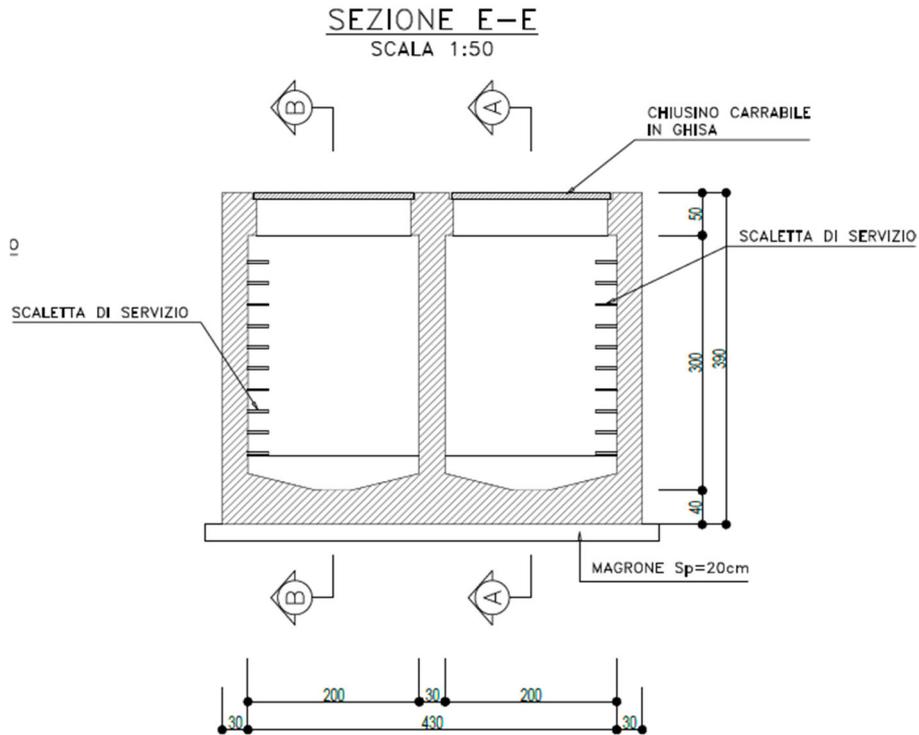


Figura 6 – Vasche 2-5-6-7 - Sezione trasversale E-E

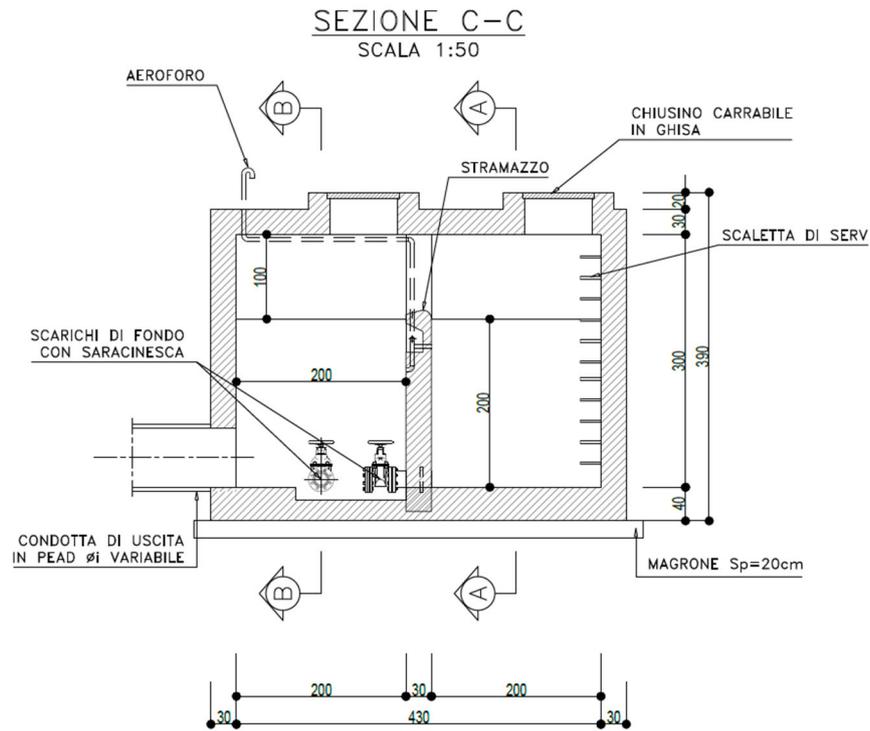


Figura 7 – Vasche 2-5-6-7 - Sezione trasversale C-C

1.3 Inquadramento geologico e geomorfologico

In merito a tali aspetti si rimanda al [1] indicato negli elaborati di riferimento riportati a seguire.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Elaborati a carattere generale

- [1] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geologia – Relazione geologica – Elaborato: **T00GE01GEORE08**
- [2] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geotecnica – Relazione geotecnica generale – Elaborato: **T00GE03GETRE01**
- [3] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Sismica – Relazione sismica – Elaborato: **T00GE04GETRE01**

2.2 Elaborati specifici

- [4] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Generale – Tabella materiali – Elaborato: **T00GE00STRDC01**
- [5] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Idrologia ed Idraulica – Sistema di drenaggio e Presidio del Corpo Stradale – Vasche di trattamento acque di piattaforma tipo 1 – Piante, Sezioni - Tav.1 – Elaborato: **T00ID02IDRDI01**
- [6] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Idrologia ed Idraulica – Sistema di drenaggio e Presidio del Corpo Stradale – Vasche di trattamento acque di piattaforma tipo 2 – Piante, Sezioni - Tav.2 – Elaborato: **T00ID02IDRDI02**
- [7] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Idrologia ed Idraulica – Sistema di drenaggio e Presidio del Corpo Stradale – Planimetria accessi alle vasche di prima pioggia- Tav. 1 – Elaborato: **T00ID02IDRPP05**
- [8] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Idrologia ed Idraulica – Sistema di drenaggio e Presidio del Corpo Stradale – Planimetria accessi alle vasche di prima pioggia- Tav. 2 – Elaborato: **T00ID02IDRPP06**
- [9] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Idrologia ed Idraulica – Sistema di drenaggio e Presidio del Corpo Stradale – Planimetria accessi alle vasche di prima pioggia- Tav. 3 – Elaborato: **T00ID02IDRPP07**

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo "agli Stati Limite" e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

3.1 Normativa tecnica di riferimento

3.1.1 Materiali

- [10] UNI EN 206-1 marzo 2006 – "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- [11] UNI EN 197-1 marzo 2006 – "Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni";
- [12] UNI EN 197-2 marzo 2001 – "Cemento - Valutazione della conformità";
- [13] UNI 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1";
- [14] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 07/02/2003 – "Linee guida per il calcestruzzo strutturale, Linee guida per il calcestruzzo strutturale ad alta resistenza, Linee guida per il calcestruzzo preconfezionato";
- [15] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 05/04/2013 – "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive";
- [16] "Regolamento UE n°305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9 marzo 2011 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio"

3.1.2 Costruzioni in c.a. e acciaio

3.1.2.1 *Eurocodice 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale"*

- [17] UNI EN 1990:2006;

3.1.2.2 *Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture"*

- [18] UNI EN 1991-1-1:2004 – "Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- [19] UNI EN 1991-1-2:2004 – "Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco";
- [20] UNI EN 1991-1-5:2004 – "Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- [21] UNI EN 1991-2:2005 – "Parte 2: Carichi da traffico sui ponti";

3.1.2.3 *Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo"*

- [22] UNI EN 1992-1-1:2005 – "Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- [23] UNI EN 1992-2:2006 – "Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi";

3.1.3 Geotecnica

3.1.3.1 *Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"*

- [24] UNI EN 1997-1:2005 – "Parte 1: Regole generali";

3.1.4 Sismica

3.1.4.1 Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"

- [25] UNI EN 1998-1:2005 – "Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- [26] UNI EN 1998-2:2009 – "Parte 2: Ponti";
- [27] UNI EN 1998-5:2003 – "Parte 5: Fondazioni, opere di sostegno e geotecniche"

3.2 Normativa tecnica nazionale

- [28] D.M. Min. Il. TT. 17/02/2018 – "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
- [29] Circolare LL.PP. n°7 21/01/2019 - "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 febbraio 2018";
- [30] CNR DT 207/2008 - "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- [31] D.M. 31/07/2012 – "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici";
- [32] D.P.R. n°380 06/06/2001 – "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia";

3.3 Bibliografia e altri riferimenti

- [33] Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [34] Migliacci – F. Mola – "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a." - Masson Italia Editori 1985
- [35] C. Cestelli Guidi - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni" - Ulrico Hoepli Editore 1987
- [36] R. Lancellotta – "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli 1987
- [37] S. Rampello, L. Callisto L. Masini. "Spinta delle terre sulle strutture di sostegno";

4 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

- **STS Stati Limite - Release 2.0**

Distribuito dall'ing. Dante Sangalli.

Programma di calcolo per le verifiche alle Tensioni Ammissibili ed agli Stati Limite di sezioni in c.a. e c.a.p.

- **Spettri di risposta - Versione 1.0.3**

I parametri sismici di base sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo dedicato fornito dal Consiglio Sup. LL.PP. (<http://www.cslp.it/cslp/>).

- **SAP2000 Ultimate - Release 21.2.0**

Structural Analysis program – Computers and Structures, Inc. – Berkeley CA, USA (licenza nr *1MB68WA7FTWJVPU)

Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali.

1.1 Caratteristiche del codice di calcolo e motivazione della scelta

SAP2000 è un programma di calcolo agli elementi finiti pensato per l'ingegneria civile che permette l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Ha caratteristiche molto versatili, tanto da rientrare nella categoria dei programmi cosiddetti "general", capaci cioè di analizzare strutture con caratteristiche molto diverse tra loro.

Permette infatti:

- di effettuare analisi statiche o dinamiche lineari e non lineari, analisi modali e con spettro di risposta.
- di modellare le strutture con elementi tipo "beam", "shell" o "solid";
- di assegnare ai materiali legami costitutivi lineari o generici;
- di definire carichi in termini di forze e spostamenti;
- di assegnare carichi ai nodi o distribuiti sugli elementi;
- di definire carichi mobili;
- di utilizzare elementi "link" o di assegnare molle, lineari e non, a nodi o elementi;
- di definire svariate opzioni di vincolo interno ed esterno;
- di rappresentare graficamente le deformate, le sollecitazioni e gli stati tensionali della struttura;
- di estrarre in forma tabellare i risultati dell'analisi.

È possibile avere accesso a tutti i dati di SAP2000, incluse le informazioni sul modello, i risultati dell'analisi e i risultati delle verifiche, attraverso un archivio a struttura tabulare. I dati tabulari possono essere rappresentati e editati direttamente per mezzo dell'interfaccia grafica oppure esportati a un archivio Microsoft Access o a un foglio di lavoro Microsoft Excel o anche ad un semplice file di testo. È possibile utilizzare i dati così esportati per creare relazioni o per eseguire calcoli autonomi. Questi medesimi dati tabulari possono a loro volta essere creati autonomamente e quindi importati all'interno di SAP2000, consentendo così all'utente di generare o modificare i propri modelli all'esterno del programma stesso.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni. Una volta acquisiti i dati, il software effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input (controllo di eventuali labilità del modello), calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni negli elementi strutturali. I carichi vengono applicati alla struttura mediante una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Load Case, che il software utilizza nell'analisi della struttura. Le sollecitazioni utilizzate dal programma nella verifica/progetto delle sezioni (Load Combinations) sono

a loro volta delle combinazioni lineari dei Load Case. Tali combinazioni possono essere definite dall'utente, ovvero in modo automatico dal software in funzione della normativa selezionata.

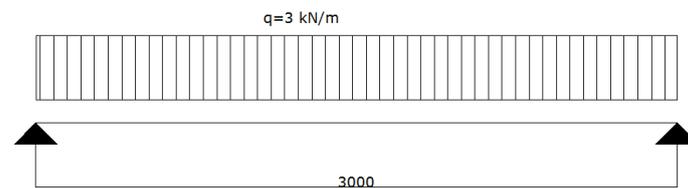
Per le caratteristiche del software, alcune delle quali appena descritte, si ritiene che SAP2000 fornisca gli strumenti per una corretta analisi del comportamento della struttura in esame.

1.2 Affidabilità e validazione del codice di calcolo

Per l'affidabilità si rimanda al manuale "Analysis Verification Examples for SAP2000 e CSi Bridge", fornito assieme al software e consultabile online all'indirizzo www.csiamerica.com; viene fornita un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con analisi di calcolo manuali.

In aggiunta, per validare in maniera semplificata il codice di calcolo, viene eseguito un confronto tra i risultati delle sollecitazioni ottenute tramite calcolo manuale di una trave semplicemente appoggiata e i risultati dell'analisi della stessa struttura, con stesse caratteristiche geometriche e carichi, ottenute con il programma di calcolo.

SOLUZIONE MANUALE



- $L = 3 \text{ m}$
- $q = 3 \text{ kN/m}$
- $M = q \cdot L^2 / 8 = 3.38 \text{ kNm}$
- $V = q \cdot L / 2 = 4.5 \text{ kN}$

SOLUZIONE PROGRAMMA AD ELEMENTI FINITI

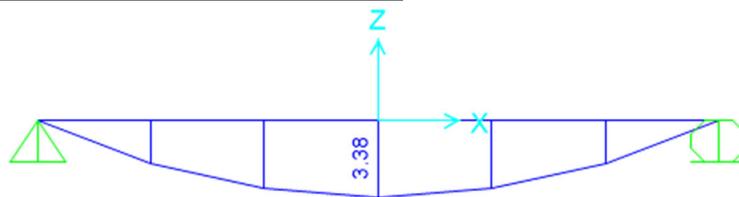


Diagramma del Momento Flettente [kNm]

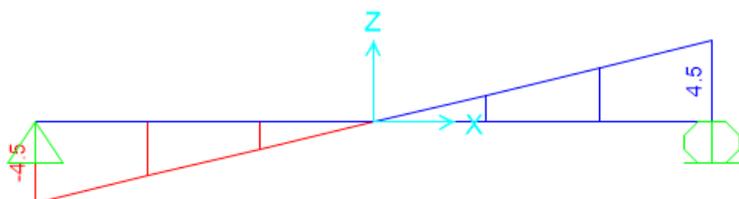


Diagramma del Taglio [kN]

I risultati sono coincidenti, il programma può di conseguenza considerarsi valido.

5 MATERIALI

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Calcestruzzo per magrone – C12/15

Classe minima	C12/15	
Classe di esposizione ambientale	X0	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	15.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	12.45 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	20.45 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	27267 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	1.61 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.13 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	7.06 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	0.75 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	7.47 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	5.60 MPa

5.1.2 Calcestruzzo per elementi gettati in opera – C40/50

Classe minima	C40/50	
Classe di esposizione ambientale	XC4 – XF3	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	50.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	41.50 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	49.50 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	35547 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	3.60 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.52 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	23.52 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.68 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	24.90 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	18.68 MPa

5.2 Acciaio

5.2.1 Acciaio in barre per calcestruzzo armato – B450C

Classe	B450C	
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{tk}	≥ 540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	f_{yk}	≥ 450 MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} =$	10 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00 MPa

5.3 Durabilità dei materiali

5.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°7 per l'applicazione delle [28].

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con $V_N = 50$ anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro riportati nella tabella successiva e, per strutture con $V_N = 100$ anni, una maggiorazione di copriferro pari a $\Delta c_{min} = +10$ mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori sono da aumentare di $\Delta c_{min} = +5$ mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di $\Delta c_{min} = -5$ mm.

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a $\Delta c_{dev} = +10$ mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella 1: Copriferri minimi in mm ($V_N = 50$ anni)

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			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_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
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

Tabella 2: Condizioni ambientali e classi di esposizioni

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

Elementi gettati in opera

- Classe di esposizione

Corrosione indotta da carbonatazione **XC4**

Calcestruzzi in sterna con superfici soggette ad alternanza di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua.
Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.

Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti **XF3**
Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo in assenza di agente disgelante

- **Condizioni ambientali**

Aggressive

- Requisiti minimi calcestruzzi

Rapporto acqua/cemento

< 0.50

Classe di resistenza

> C32/40

Dosaggio cemento

> 340 kg/m³

- **Copriferro nominale netto:**

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{min} + \Delta C_{dev} = 25 + 0 + 10 = 35 \text{ mm} \rightarrow C_{adottato} = \mathbf{40 \text{ mm}}$$

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici costitutivi dei terreni che interessano le opere in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dal [2].

Il piano campagna si trova a quota 202.50 m, il piano di posa della fondazione si attesta a circa - 1.00 m dal p.c. mentre la falda giace a circa -2.00 dal p.c.

Il terreno ai lati della vasca (da p.c. a +3.00 m) è rappresentato da terreno di riempimento.

La tabella seguente riporta i parametri di progetto utilizzati nei calcoli.

Unità geotecniche	Quota inf.	Quota sup.	h strato	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Coesione efficace	Angolo di resistenza a taglio	Modulo di elasticità
				γ_N	γ_{SAT}	c'	ϕ'	E
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[Mpa]
Terreno riempimento	202.50	205.50	3.00	18	18	0	35	
Unità bs	200.50	202.50	2.00	19	20	18	32	15
Unità FAAa	198.50	200.50	2.00	19.5	20.5	20	24	10
Unità FAA	-	198.50		20	21	30	28	20

7 CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE

7.1 Azione sismica di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

a_g	Accelerazione orizzontale massima del terreno
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

L'accelerazione orizzontale massima attesa a_g è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, 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} nel periodo di riferimento V_R per ogni stato limite considerato. I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B del [28]. Una trattazione più approfondita è contenuta nella documentazione di riferimento [3].

7.1.1 Stati limite nei confronti delle azioni sismiche

Al paragrafo 3.2 del D.M. 17/01/2018 vengono definiti gli stati limite nei confronti delle azioni sismiche, sia di esercizio che ultimi, riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono (tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018):

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento	
		V_R	
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%	
	SLD	63%	
Stati Limite Ultimi	SLV	10%	
	SLC	5%	

7.1.2 Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla struttura in progetto, ai sensi del D.M. 17.01.2018, una vita nominale $V_N \geq 50$ anni (§ 2.4.1 "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari") nonché una classe d'uso IV. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale $C_U = 2$.

Classe d'uso	IV (§ 2.4.2, "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica")
--------------	---

Pertanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$

7.1.3 Parametri sismici

La *pericolosità sismica* in un generico sito deve essere descritta:

- in termini di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale
- in corrispondenza dei punti di un reticolo, denominato reticolo di riferimento, i cui nodi non distano più di 10 km

Le forme spettrali previste dal D.M. 17/01/2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Le azioni di riferimento sono calcolate sulla base delle effettive coordinate geografiche in accordo alla griglia di riferimento con cui è stato suddiviso il territorio nazionale.

Comune: Siena (SI)

7.1.5 Coefficiente di amplificazione topografica

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15), nelle verifiche sismiche è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

7.1.6 Accelerazione di progetto

Nel caso in esame si effettua un'analisi pseudo-statica, nella quale il parametro di riferimento è l'accelerazione di picco al suolo che allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) vale:

a_g (SLV)	=	0.174	g	Accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di riferimento rigido all' SLV
S_T	=	1		Coefficiente di amplificazione topografico
S_s (SLV)	=	1.437		Coefficiente di amplificazione stratigrafico (per SLV)
$a_{g,max}$ (SLV)	=	0.251	g	Accelerazione orizzontale massima attesa sul sito all' SLV

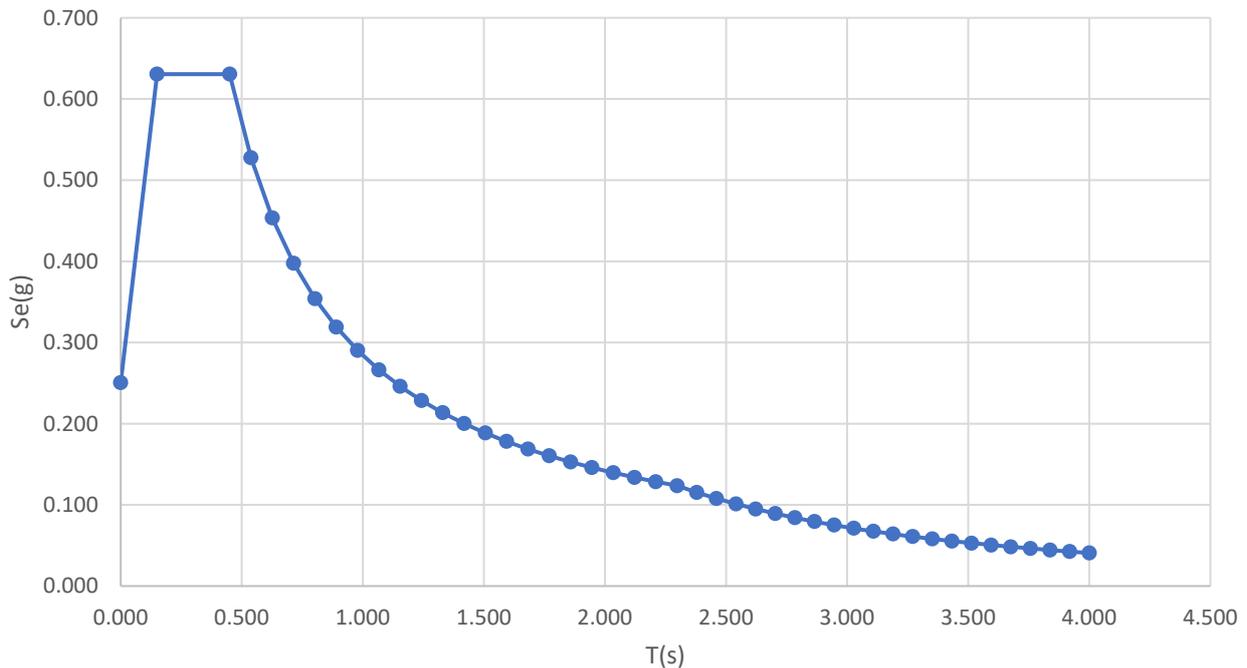


Figura 8 – Siena – SLV – Spettro Elastico in accelerazione

7.1.7 Masse associate all'azione sismica

In accordo con il D.M. 17/01/2018 paragrafo 2.5.3, gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali secondo la seguente espressione [2.5.7]:

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

dove:

- G₁ peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
- G₂ carichi permanenti portati;
- Q_{kj} azioni variabili sulla struttura.

7.1.8 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

In accordo con il D.M. 17/01/2018 paragrafo 2.5.3, gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali secondo la seguente espressione [2.5.5]:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- E azioni derivanti dai terremoti;
- G₁ peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
- G₂ carichi permanenti portati;
- Q_{kj} azioni variabili sulla struttura.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

8.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica a sollecitazione tagliante si fa riferimento al caso di *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con l'altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

I carichi applicati alla struttura possono essere considerati come carichi distribuiti, pertanto la verifica al taglio viene condotta nella sezione dell'elemento con distanza non minore di d dal bordo dell'appoggio in accordo al §6.2.1 dell'EC2.

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
S	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a: 1 per membrane non compresse $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$ 1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$ $2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

8.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls C28/35 $\rightarrow \sigma_c < 17.43 \text{ N/mm}^2$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls C28/35 $\rightarrow \sigma_c < 13.07 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

8.3 Verifiche a fessurazione

8.3.1 Premessa

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente (indicata con FR);
 - Quasi Permanente (indicata con QP).
- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**

- Sensibili (acciai da precompresso);
- Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

$$\begin{aligned} w_1 &= 0.2 \text{ mm;} \\ w_2 &= 0.3 \text{ mm;} \\ w_3 &= 0.4 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ϵ_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di Δ_{sm} e ϵ_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°7 del 21/01/2019 ("Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018").

8.3.2 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

8.3.3 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, la classe di esposizione individuata per l'opera in esame riconduce a condizione ambientale del tipo "Aggressiva". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	w_d
Prefabbricato	XC4 – XF3	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.3 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$

8.3.4 Verifica della capacità portante

Come indicato da DM 17.01.2018 al § 6.4.2, viene condotta la verifica a capacità portante della fondazione seguendo la combinazione A1+M1+R3 dell'approccio 2.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono assunti unitari come indicato dalla Tab.6.2.II per la combinazione M1.

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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coazione 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_V	γ_V	1,0	1,0

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli considerati per le verifiche strutturali (A1) come indicato nella Tab. 5.1.V. riportata di seguito.

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

		Coefficiente	EQU ^(a)	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_{Qi}	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

Il coefficiente γ_3 per la verifica della capacità portante viene assunto pari a 2.30 come indicato dalla Tab. 6.4.I

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La verifica di capacità portante della fondazione risulta soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione massima sul terreno risulta maggiore di 1.00.

$$q_{lim} / q_{max} \geq 1.00$$

dove: q_{max} = pressione massima sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen, ridotta di un fattore di sicurezza F_s pari a 2.30

Calcolo della pressione limite della fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalle seguenti espressioni:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q' \quad (*)$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
 B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);
 c' = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;
 c_u = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;
 q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
 N_γ, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;
 $s_\gamma, s_c, s_q, s_c^0$ = coefficienti di forma;
 $d_\gamma, d_c, d_q, d_c^0$ = coefficienti correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;
 $i_\gamma, i_c, i_q, i_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
 $b_\gamma, b_c, b_q, b_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione;
 $g_\gamma, g_c, g_q, g_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna.

(*) nel caso di piano campagna inclinato, all'espressione di q_{lim} per terreno puramente coesivo va aggiunto il termine:

$$- 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot 2\beta$$

con β inclinazione del piano del piano campagna rispetto all'orizzontale e L lunghezza della fondazione.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

a) *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

b) *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

Nel presente caso, il carico q' è stato trascurato nel calcolo della capacità portante della fondazione.

c) *Coefficienti di capacità portante:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$N_q = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$N_c = 2 + \pi$$

d) *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$s_\gamma = 1 + 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione.

e) *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi') \cdot [1 - \text{sen}(\phi')]^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_\gamma = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B_R = larghezza reale della fondazione;
 D = profondità del piano di posa della fondazione;

f) *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \text{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_q - 1}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;
 c_u = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_q = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);

g) *Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$b_\gamma = \exp[-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg}(\phi')]$$

$$b_q = \exp[-2 \cdot \eta \cdot \text{tg}(\phi')]$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 η = angolo di inclinazione del piano di fondazione rispetto all'orizzontale.

h) *Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$g_q = g_\gamma = [1 - 0.5 \cdot \text{tg}(\beta)]^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo

$$b_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

β = angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

9 MODELLO DI CALCOLO

Lo studio del comportamento strutturale del manufatto viene effettuato tramite un modello tridimensionale realizzato con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti *SAP2000 Advanced*.

Gli elementi costituenti vengono schematizzati mediante elementi bidimensionali di tipo "Shell thick".

Si riportano di seguito alcune immagini illustrative della modellazione tridimensionale realizzata.

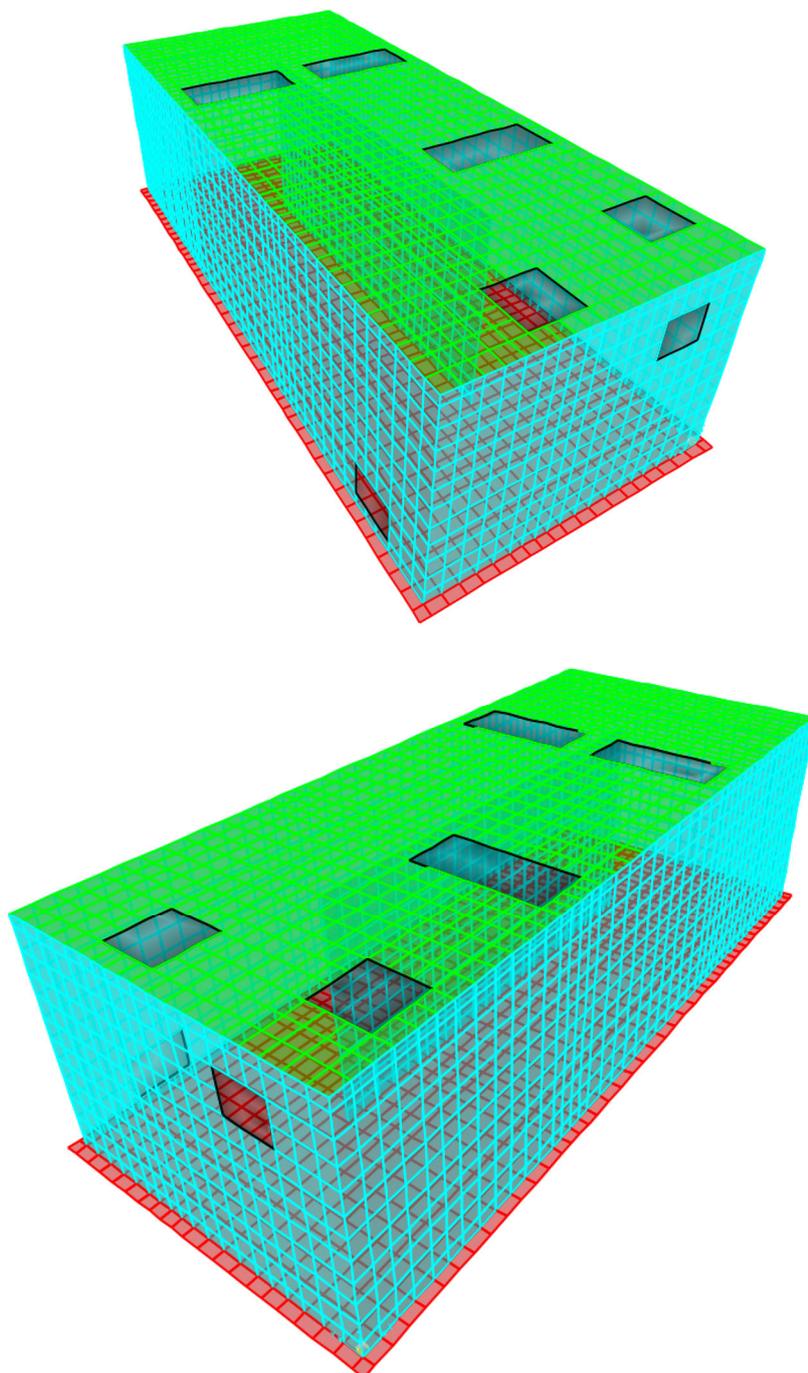


Figura 9 – Modello di calcolo – Vista 3D

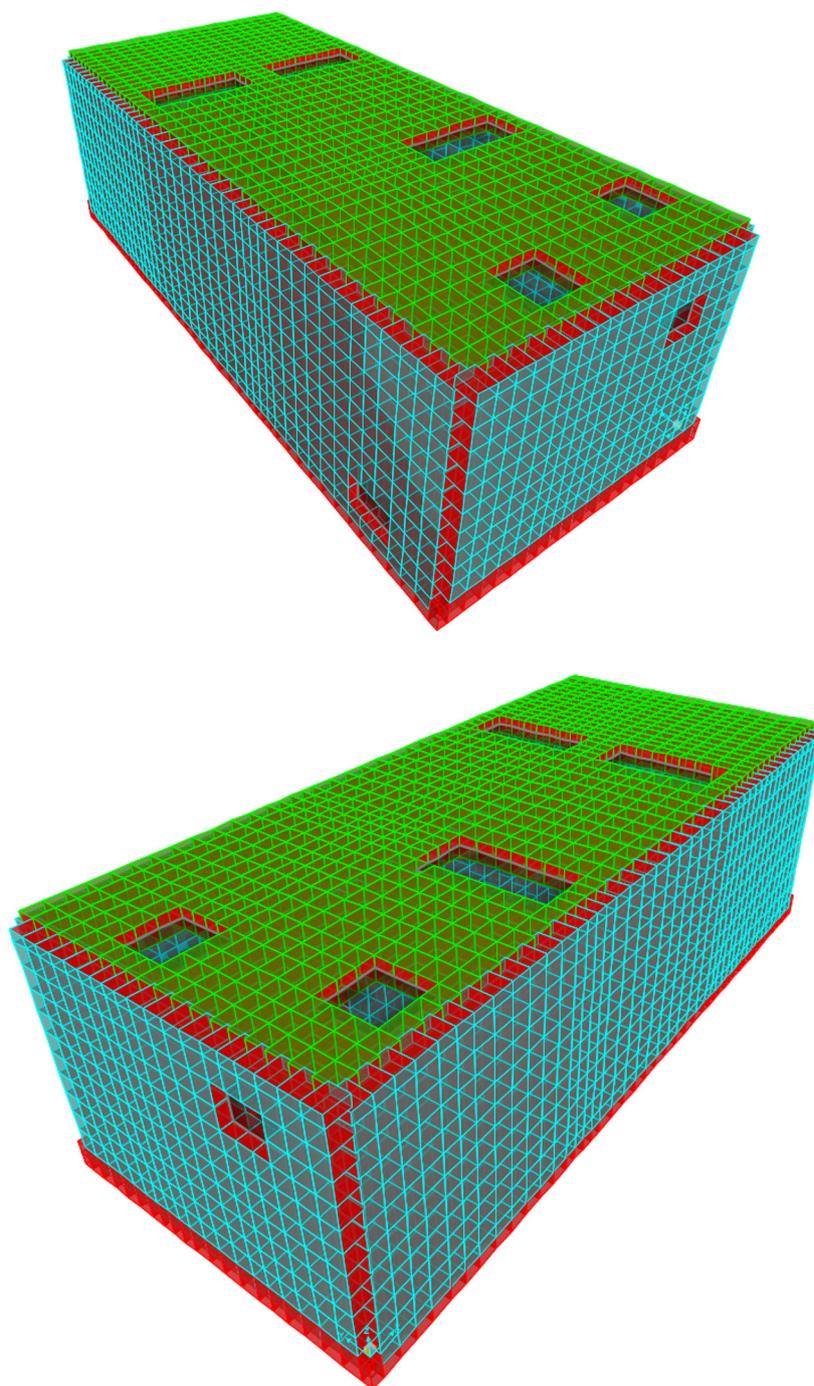


Figura 10 – Modello di calcolo – Vista 3D estrusa

Agli elementi *Shell componenti* la vasca sono stati assegnati i seguenti spessori:

- *Shell* tipo soletta di copertura: “*Membrane*” e “*Bending*” sp.30cm;
- *Shell* tipo solette di copertura: sezione tipo “*None*”;
- *Shell* tipo muri laterali e centrale: “*Membrane*” e “*Bending*” sp.30cm;
- *Shell* tipo fondazione: “*Membrane*” e “*Bending*” sp.30cm;

A favore di sicurezza e per semplicità di calcolo non sono stati modellati i muri interni in c.a. da 30 cm che non sono a tutt'altezza.

I nodi superiori delle *Shells* dell'estremità superiore dei muri laterali sono collegati rigidamente ai nodi d'estremità delle *Shells* di bordo della soletta superiore.

Allo stesso modo, anche i nodi inferiori delle *Shells* dell'estremità inferiore dei muri laterali sono

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

27

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:

collegati rigidamente ai nodi d'estremità delle *Shells* di bordo della fondazione. Lo stesso discorso si applica anche al collegamento superiore e inferiore della parete centrale con la soletta superiore e la platea di fondazione.

La presenza del terreno è stata simulata con delle molle che sono state assegnate ai nodi degli elementi *Shell* della platea di fondazione nelle 3 direzioni.

I valori di rigidezza da assegnare alle molle lungo x, y e z è stato valutato in:

- **3900** kN/m/m² per le direzioni orizzontali mediante molle reagenti a trazione e compressione;
- **7800** kN/m/m² per la direzione verticale mediante molle reagenti solo a compressione.

Il calcolo del valore di rigidezza da assegnare alle molle scaturisce dalle seguenti considerazioni:

- caratteristiche del terreno di fondazione;
- dimensioni della platea di fondazione (11.10m x 4.90 m);
- pressione media allo SLE valutata in circa 88 kN/m².

10 ANALISI DEI CARICHI

10.1 Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.0 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo. Il peso proprio è parte della condizione di carico (*Load Pattern*) **PP**.

10.2 Carichi permanenti soletta superiore

Il carico permanente sulla soletta superiore è costituito dal peso del materiale di ricoprimento, valutato in ragione di 20.0 kN/m³ e per un'altezza di 0.50 m. Tale carico viene inserito sulla soletta superiore nel *load pattern* (definito in seguito anche "condizione di carico") **PERM-SUP**.

PERM-SUP	γ_{ric}	=	20	kN/m ³	Peso terreno/unità di volume
	s_{ric}	=	0.50	m	Spessore ricoprimento
	q	=	10	kN/m ²	Carico permanente soletta superiore

10.3 Carichi accidentale soletta superiore

Il carico accidentale sulla soletta superiore dettato da eventuali mezzi viaggianti è valutato come carico distribuito di entità pari a 20 kN/m² ed è inserito sulla soletta superiore nel *load pattern* **ACC-SUP**.

10.4 Spinta delle terre

La spinta del terreno è valutata in condizioni k_0 in base all'assunzione di un terreno di ricoprimento avente proprietà meccaniche con i seguenti valori caratteristici:

γ_k	=	18	kN/m ³	Peso terreno/unità di volume
ϕ_k	=	35	°	Angolo di attrito interno terreno
c_k	=	0	kN/m ²	Coesione

Applicando ai parametri geotecnici i coefficienti parziali indicati nelle NTC2018, ovvero combinazione unica (A1+M1+R3):

γ_Y	=	1
γ_ϕ	=	1
γ_c	=	1

si ottengono i seguenti valori di progetto con i quali calcolare la spinta:

γ_d	=	18	kN/m ³	Peso terreno/unità di volume
ϕ_d	=	35	°	Angolo di attrito interno terreno
c_d	=	0	kN/m ²	Coesione

Per piano campagna orizzontale si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \cdot OCR^\alpha$$

$$OCR = 1 \quad \text{Grado di sovraconsolidazione}$$

$$\alpha = 0.5$$

Il coefficiente di spinta a riposo secondo Jaky vale quindi 0.4264.

La spinta delle terre viene applicata sulle pareti verticali esterne come carico a m2 linearmente variabile lungo l'altezza della parete secondo la formula:

$$s_t(z) = k_0 \cdot \gamma_d \cdot z$$

Tali carichi vengono inseriti nel programma di calcolo sulle pareti nelle condizioni di carico:

- **SPTTER_X+**: Spinta terreno a riposo sulla parete in direzione y a x=0 m;
- **SPTTER_X-**: Spinta terreno a riposo sulla parete in direzione y a x=10.80 m;
- **SPTTER_Y+**: Spinta terreno a riposo sulla parete in direzione x a y=0 m;
- **SPTTER_Y-**: Spinta terreno a riposo sulla parete in direzione x a y=4.60 m;

I valori di spinta sulla struttura, a livello dell'asse della soletta e a livello dell'asse della fondazione valgono:

	Z ₁	=	0.65	m	Quota asse soletta superiore
	Z ₂	=	4.0	m	Quota asse fondazione
SPTTER_X+	S _{x+}	=	4.989	kN/m ²	Parete in dir.y x=0m - Spinta terreno a livello asse soletta superiore
	S _{x+}	=	30.702	kN/m ²	Parete in dir.y x=0m - Spinta terreno a livello asse fondazione
SPTTER_X-	S _{x-}	=	4.989	kN/m ²	Parete in dir.y x=10.80m - Spinta terreno a livello asse soletta superiore
	S _{x-}	=	30.702	kN/m ²	Parete in dir.y x=10.80m - Spinta terreno a livello asse fondazione
SPTTER_Y+	S _{y+}	=	4.989	kN/m ²	Parete in dir.x y=0m - Spinta terreno a livello asse soletta superiore
	S _{y+}	=	30.702	kN/m ²	Parete in dir.x y=0m - Spinta terreno a livello asse fondazione
SPTTER_Y-	S _{y-}	=	4.989	kN/m ²	Parete in dir.x y=4.60m - Spinta terreno a livello asse soletta superiore
	S _{y-}	=	30.702	kN/m ²	Parete in dir.x y=4.60m - Spinta terreno a livello asse fondazione

10.5 Carico idraulico interno

L'altezza del battente idraulico interno viene considerata pari all'intera altezza interna utile (3 m) e genera:

- un carico idraulico costante sull'estradosso della fondazione inserito nel programma di calcolo come un carico distribuito sulla fondazione nel Load Pattern **SPT-IDRO**;
- una spinta idrostatica linearmente variabile lungo la parete inserito nel programma di calcolo come carico distribuito triangolare a m² nel Load Pattern **SPT-IDRO** per le pareti di bordo e nei Load Pattern **SPT-IDRO_PARCENTR-Y+** e **SPT-IDRO_PARCENTR-Y-** per la parete centrale in direzione x.

h _{wi}	=	3.0	m	Altezza battente idraulico interno
γ _w	=	10.0	kN/m ³	Peso acqua/unità di volume
q _{wi}	=	30.0	kN/m ²	Carico idraulico interno agente sulla controsoletta
s _{wi}	=	30.0	kN/m ²	Spinta acqua alla base delle pareti

10.6 Spinta generata dal carico accidentale ai lati del manufatto

La spinta orizzontale generata dai carichi accidentali presenti sul terreno ai lati della vasca sulle pareti esterne è calcolata in condizioni di spinta a riposo con la seguente formula:

$$S_{acc} = k_0 \cdot q_{acc} \quad \text{con: } k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

dove:

$$\begin{aligned} k_0 &= 0.4264 && \text{Coefficiente di spinta a riposo secondo Jaky} \\ q_{acc} &= 20 \text{ kN/m}^2 && \text{Carico accidentale soletta superiore} \end{aligned}$$

Tali carichi vengono inseriti nelle seguenti condizione di carico:

SPTACC-SUP_X+	S_{acc_X+}	=	8.528	kN/m ²	Spinta terreno dovuta al carico accidentale in direzione X+
SPTACC-SUP_X-	S_{acc_X-}	=	8.528	kN/m ²	Spinta terreno dovuta al carico accidentale in direzione X-
SPTACC-SUP_Y+	S_{acc_Y+}	=	8.528	kN/m ²	Spinta terreno dovuta al carico accidentale in direzione Y+
SPTACC-SUP_Y-	S_{acc_Y-}	=	8.528	kN/m ²	Spinta terreno dovuta al carico accidentale in direzione Y-

10.7 Variazioni termiche

Il manufatto oggetto di studio è un elemento in c.a. gettato in opera che potrà essere soggetto a variazioni termiche solo in fase di costruzione in quanto in sito l'opera verrà ricoperta da terreno da riempimento e pertanto l'azione della temperatura non sarà mai concomitante con le altre elencate in questo paragrafo. Si decide quindi di non considerare l'azione della temperatura perché non dimensionante.

10.8 Ritiro della soletta

Si ritiene ragionevole affermare che i fenomeni di ritiro si verifichino congruentemente per tutti gli elementi del manufatto (platea di fondazione, pareti e soletta di copertura) innescando quindi stati tensionali irrilevanti rispetto alle altre azioni. Per la ragione appena esposta, si decide di trascurare il ritiro.

10.9 Azioni sismiche

Il DM 17/01/2018 prevede che le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate mediante azioni statiche equivalenti o spettri di risposta, a seconda del tipo di opera da realizzare. Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno W considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con k_h e k_v rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018):

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \cdot W \\ F_v &= k_v \cdot W \end{aligned} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} k_h &= \beta_m \cdot a_{max} / g \\ k_v &= \pm 0.5 \cdot k_h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{max} &= \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito;} \\ g &= \text{accelerazione di gravità;} \end{aligned}$$

β_m = coefficiente di riduzione di a_{max}

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Nel caso in esame il coefficiente β_m assume valore unitario in quanto il manufatto scatolare viene assimilato ad un'opera di sostegno rigida che non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Per tutte le ulteriori informazioni in riferimento ai parametri sismici utilizzati nelle analisi si rimanda al paragrafo della caratterizzazione sismica della presente relazione.

Per i coefficienti sismici allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) si ha:

$a_{g,max}$ (SLV)	=	0.251	g	Accelerazione massima attesa per il sito in esame all'SLV
k_h (SLV)	=	0.2507	-	Coefficiente sismico orizzontale all'SLV
k_v (SLV)	=	0.1254	-	Coefficiente sismico verticale all'SLV

10.9.1 Sovraccarichi sismici da peso proprio

In riferimento a quanto indicato al paragrafo precedente, la spinta sismica massima allo SLV in direzione orizzontale (dir. x e dir. y) e in direzione verticale z dovuta al peso proprio (inerzia sismica) viene calcolata come:

$$S_{sism_H\ SLV} = k_H \cdot W = (a_{max,SLV} \cdot \beta_m) \cdot W$$

$$S_{sism_V\ SLV} = k_V \cdot W = 0.5 (a_{max,SLV} \cdot \beta_m) \cdot W$$

Per le 2 componenti orizzontali, l'inerzia sismica viene inserita come carico distribuito a m^2 agli elementi strutturali attraverso i *load patterns* **G1-SLV-X** e **G1-SLV-Y** mentre per la componente verticale dell'inerzia sismica attraverso il *load pattern* **G1-SLV-Z**.

10.9.2 Sovraccarichi sismici permanenti

Analogamente al peso proprio, il sovraccarico sismico permanente allo SLV è ottenuto moltiplicando il carico permanente sulla soletta superiore per i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Tali carichi vengono inseriti come carichi distribuiti a m^2 alla soletta superiore nelle condizioni di carico **G2-SLV-X** e **G2-SLV-Y** per le componenti orizzontali e **G2-SLV-Z** per la componente verticale.

10.9.3 Sovraccarichi sismici dovuti al carico accidentale

Analogamente al peso proprio e ai carichi permanenti, il sovraccarico sismico indotto dal carico accidentale sulla soletta allo SLV è ottenuto moltiplicando il carico accidentale stesso per i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Tali carichi vengono inseriti come carichi distribuiti a m² sulla soletta superiore nelle condizioni di carico **ACC-SLV-X** e **ACC-SLV-Y** per le componenti orizzontali e **ACC-SLV-Z** per la componente verticale.

10.9.4 Sovrappinte sismiche del terreno

Nel caso in esame, (strutture rigide completamente vincolate, in modo che non si possa sviluppare nel terreno uno stato di spinta attiva), l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato con la seguente formula (teoria di Wood):

$$\Delta P_d = \left(\frac{a_g}{g} \cdot S_S \cdot S_T \right) \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
 S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
 a_g = accelerazione massima attesa al sito per lo Stato Limite considerato;
 g = accelerazione di gravità;
 H = altezza alla quale si calcola la spinta (profondità di posa della fondazione)

H	=	4.2	m	Altezza alla quale si calcola la spinta (Profondità di posa fondazione)
k_h (SLV)	=	0.2507	-	Coefficiente sismico orizzontale all'SLV
$\gamma_t H$	=	75.6	kN/m ²	
$k_h \gamma_t H$	=	18.95	kN/m ²	Sovrappinta sismica terreno

La sovrappinta viene quindi applicata perpendicolarmente ad ogni muro esterno a m² nelle condizioni di carico:

- **SPTTER-SLV-X+**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione X+ per la parete in direzione y a x=0;
- **SPTTER-SLV-X-**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione X- per la parete in direzione y a x=10.80m;
- **SPTTER-SLV-Y+**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione Y+ per la parete in direzione x a y=0;
- **SPTTER-SLV-Y-**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione Y- per la parete in direzione x a y=4.60m;

10.9.5 Sovraccarico sismico dovuto al carico idraulico interno allo scatolare

Il carico idraulico interno allo scatolare provoca durante il sisma un incremento di spinta su di alcune pareti (a seconda della direzione del sisma). Tale incremento si somma alla spinta idrostatica definita in precedenza e si assume linearmente variabile con la profondità secondo la seguente espressione:

$$\Delta S_{wi} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot K_H \cdot H_i$$

dove: γ_w = peso specifico dell'acqua;

H_i = altezza interna dello scatolare;
 K_H = coefficiente sismico orizzontale per lo Stato Limite considerato.

γ_w	=	10.0	kN/m ³	Peso acqua/unità di volume
k_h (SLV)	=	0.2507	-	Coefficiente sismico orizzontale all'SLV
$7/8 * \gamma_w$	=	8.75	kN/m ³	
$k_h * 7/8 * \gamma_w$	=	2.194	kN/m ³	

La spinta idrodinamica viene quindi applicata perpendicolarmente ad ogni muro dall'interno verso l'esterno linearmente variabile lungo l'altezza a m² nelle condizioni di carico:

- **IDRO-SLV-X+**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione X+ per la parete in direzione y a x=0;
- **IDRO-SLV-X-**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione X- per la parete in direzione y a x=10.80m;
- **IDRO-SLV-Y+**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione Y+ per la parete in direzione x a y=0 e per la parete centrale;
- **IDRO-SLV-Y-**: Componente sismica orizzontale all'SLV in direzione Y- per la parete in direzione x a y=4.60m e per la parete centrale;

Oltre la spinta idrodinamica in direzione orizzontale, è necessario considerare anche la spinta idrodinamica in direzione verticale agente sull'estradosso della fondazione. Tale carico viene inserito come carico distribuito in direzione z a m² sulla fondazione nella condizione di carico **IDRO-SLV-Z-**.

	H	=	3.0	m	H netta scatolare
	K_v	=	0.1254	-	Coefficiente sismico verticale all'SLV
IDRO-SLV-Z-	q_w	=	3.761	kN/m ²	Componente sismica verticale a SLV

11 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni caratteristiche, determinate secondo il procedimento sopra indicato, vengono combinate con le altre azioni (permanenti, termici...) al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto, per effettuare le successive verifiche di resistenza e a fessurazione.

11.1 Combinazioni di carico agli Stati Limite

Come riportato al §2.5.3 delle NTC2018, si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione caratteristica rara SLE
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione frequente SLE
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione quasi permanente SLE
$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione sismica SLE e SLU
$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione eccezionale SLU
G_1	Masse dei pesi propri strutturali
G_2	Masse dei carichi permanenti non strutturali
P	Precompressione e pretensione
Q_{ki}	Masse dei carichi accidentali
E	Azione sismica
A_d	Azione eccezionale

Il manufatto oggetto di studio rientra nella categoria dei "ponti" per tale motivo si è fatto riferimento al capitolo 5 delle NTC2018 per l'identificazione dei coefficienti di contemporaneità delle azioni e i coefficienti parziali da adottare per gli SLU e gli SLE, come riportato nelle seguenti tabelle.

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_{Qi}	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

11.2 Quadro delle combinazioni adottate

11.2.1 Stato limite ultimo

LOAD PATTERN	SLU-01	SLU-02	SLU-03	SLU-04	SLU-05	SLU-06	SLU-07	SLU-08	SLU-09	SLU-10
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM-SUP	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTTER_X+	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945
SPTTER_X-	0	0	1.35	1.35	0.945	0.945	0.945	0.945	1.35	1.35
SPTTER_Y+	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	1.35	1.35
SPTTER_Y-	0	0	1.35	1.35	1.35	0.945	1.35	0.945	1.35	0.945
SPT-IDRO	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	1.35	1.35	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTACC-SUP_X+	0	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945
SPTACC-SUP_X-	0	0	0	1.35	0.945	0.945	0.945	0.945	1.35	1.35
SPTACC-SUP_Y+	0	0	0	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	1.35	1.35
SPTACC-SUP_Y-	0	0	0	1.35	1.35	0.945	1.35	0.945	1.35	0.945

LOAD PATTERN	SLU-11	SLU-12	SLU-13	SLU-14	SLU-15	SLU-16	SLU-17	SLU-18	SLU-19	SLU-20
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM-SUP	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTTER_X+	0.945	0.945	1.35	1.35	0.945	0.945	1.35	1.35	0.945	0.945
SPTTER_X-	1.35	1.35	1.35	0.945	1.35	0.945	1.35	0.945	1.35	0.945
SPTTER_Y+	0.945	0.945	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	0.945	0.945
SPTTER_Y-	1.35	0.945	0.945	0.945	0.945	0.945	1.35	1.35	1.35	1.35
SPT-IDRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTACC-SUP_X+	0.945	0.945	1.35	1.35	0.945	0.945	1.35	1.35	0.945	0.945
SPTACC-SUP_X-	1.35	1.35	1.35	0.945	1.35	0.945	1.35	0.945	1.35	0.945
SPTACC-SUP_Y+	0.945	0.945	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	0.945	0.945
SPTACC-SUP_Y-	1.35	0.945	0.945	0.945	0.945	0.945	1.35	1.35	1.35	1.35

11.2.2 Stato limite di esercizio – Combinazioni Rare

LOAD PATTERN	SLE-RARA-01	SLE-RARA-02	SLE-RARA-03	SLE-RARA-04	SLE-RARA-05	SLE-RARA-06	SLE-RARA-07	SLE-RARA-08	SLE-RARA-09	SLE-RARA-10
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	0	0	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7
SPTTER_X-	0	0	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1
SPTTER_Y+	0	0	1	1	1	1	0.7	0.7	1	1
SPTTER_Y-	0	0	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7
SPT-IDRO	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1
SPTACC-SUP_X+	0	0	0	1	1	1	1	1	0.7	0.7
SPTACC-SUP_X-	0	0	0	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1
SPTACC-SUP_Y+	0	0	0	1	1	1	0.7	0.7	1	1
SPTACC-SUP_Y-	0	0	0	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7

LOAD PATTERN	SLE-RARA-11	SLE-RARA-12	SLE-RARA-13	SLE-RARA-14	SLE-RARA-15	SLE-RARA-16	SLE-RARA-17	SLE-RARA-18	SLE-RARA-19	SLE-RARA-20
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7
SPTTER_X-	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	0.7
SPTTER_Y+	0.7	0.7	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7
SPTTER_Y-	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	1	1
SPT-IDRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTACC-SUP_X+	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7
SPTACC-SUP_X-	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	0.7
SPTACC-SUP_Y+	0.7	0.7	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7
SPTACC-SUP_Y-	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	1	1

11.2.3 Stato limite di esercizio – Combinazioni Frequenti

LOAD PATTERN	SLE-FR-01	SLE-FR-02	SLE-FR-03	SLE-FR-04	SLE-FR-05	SLE-FR-06	SLE-FR-07	SLE-FR-08	SLE-FR-09	SLE-FR-10
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	0	0	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7
SPTTER_X-	0	0	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1
SPTTER_Y+	0	0	1	1	1	1	0.7	0.7	1	1
SPTTER_Y-	0	0	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7
SPT-IDRO	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	0.75	0.75	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
SPTACC-SUP_X+	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.525	0.525
SPTACC-SUP_X-	0	0	0	0.75	0.525	0.525	0.525	0.525	0.75	0.75
SPTACC-SUP_Y+	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.525	0.525	0.75	0.75
SPTACC-SUP_Y-	0	0	0	0.75	0.75	0.525	0.75	0.525	0.75	0.525

LOAD PATTERN	SLE-FR-11	SLE-FR-12	SLE-FR-13	SLE-FR-14	SLE-FR-15	SLE-FR-16	SLE-FR-17	SLE-FR-18	SLE-FR-19	SLE-FR-20
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7
SPTTER_X-	1	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	0.7
SPTTER_Y+	0.7	0.7	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7
SPTTER_Y-	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	1	1
SPT-IDRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
SPTACC-SUP_X+	0.525	0.525	0.75	0.75	0.525	0.525	0.75	0.75	0.525	0.525
SPTACC-SUP_X-	0.75	0.75	0.75	0.525	0.75	0.525	0.75	0.525	0.75	0.525
SPTACC-SUP_Y+	0.525	0.525	0.75	0.75	0.75	0.75	0.525	0.525	0.525	0.525
SPTACC-SUP_Y-	0.75	0.525	0.525	0.525	0.525	0.525	0.75	0.75	0.75	0.75

11.2.4 Stato limite di esercizio – Combinazioni Quasi Permanenti

LOAD PATTERN	SLE-QP-01	SLE-QP-02	SLE-QP-03	SLE-QP-04	SLE-QP-05	SLE-QP-06	SLE-QP-07	SLE-QP-08	SLE-QP-09	SLE-QP-10	SLE-QP-11	SLE-QP-12	SLE-QP-13	SLE-QP-14	SLE-QP-15
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	0	0	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	0.7	1	0.7
SPTTER_X-	0	0	1	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1	1	1	1	0.7	1	0.7
SPTTER_Y+	0	0	1	1	1	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7
SPTTER_Y-	0	0	1	1	0.7	1	0.7	1	0.7	1	0.7	0.7	0.7	1	1
SPT-IDRO	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_X+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_X-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_Y+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_Y-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

11.2.5 Combinazioni sismiche – SLV

LOAD PATTERN	SLV-01	SLV-02	SLV-03	SLV-04	SLV-05	SLV-06	SLV-07	SLV-08	SLV-09	SLV-10	SLV-11	SLV-12	SLV-13	SLV-14	SLV-15	SLV-16
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_Y+	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_Y-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPT-IDRO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
SPT-IDRO_PARCENTR-Y+	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPT-IDRO_PARCENTR-Y-	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPTACC-SUP_X+	0.2	0.2	0	0	0.2	0	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0.2	0.2	0	0
SPTACC-SUP_X-	0	0	0.2	0.2	0	0.2	0	0.2	0	0	0.2	0.2	0	0	0.2	0.2
SPTACC-SUP_Y+	0.2	0	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0.2	0	0.2	0	0.2	0	0.2	0
SPTACC-SUP_Y-	0	0.2	0	0.2	0	0	0.2	0.2	0	0.2	0	0.2	0	0.2	0	0.2
G1-SLV-X	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	0.3	-0	-0	1	1	-1	-1
G1-SLV-Y	0.3	-0	0.3	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0
G1-SLV-Z	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
G2-SLV-X	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	0.3	-0	-0	1	1	-1	-1
G2-SLV-Y	0.3	-0	0.3	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0
G2-SLV-Z	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
SPTTER-SLV-X+	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	0	0	1	1	0	0
SPTTER-SLV-X-	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3	0	0	0.3	0.3	0	0	1	1
SPTTER-SLV-Y+	0.3	0	0.3	0	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0
SPTTER-SLV-Y-	0	0.3	0	0.3	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0.3
IDRO-SLV-X+	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0
IDRO-SLV-X-	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3	0	0	0.3	0.3	0	0	0	0
IDRO-SLV-Y+	0.3	0	0.3	0	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0
IDRO-SLV-Y-	0	0.3	0	0.3	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3	0	0	0	0
IDRO-SLV-Z-	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1	0	0	0	0
ACCSUP-SLV-X	0.2	0.2	-0	-0	0.1	-0	0.1	-0	0.1	-0	0.1	-0	0.2	0.2	-0	-0
ACCSUP-SLV-Y	0.1	-0	0.1	-0	0.2	0.2	-0	-0	0.1	-0	0.1	-0	0.1	-0	0.1	-0
ACCSUP-SLV-Z	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1

LOAD PATTERN	SLV-17	SLV-18	SLV-19	SLV-20	SLV-21	SLV-22	SLV-23	SLV-24	SLV-25	SLV-26	SLV-27	SLV-28	SLV-29	SLV-30	SLV-31	SLV-32
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_Y+	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_Y-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPT-IDRO	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
SPT-IDRO_PARCENTR-Y+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0
SPT-IDRO_PARCENTR-Y-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
ACC-SUP	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_X+	0.2	0	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_X-	0	0.2	0	0.2	0	0	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_Y+	0.2	0.2	0	0	0.2	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_Y-	0	0	0.2	0.2	0	0.2	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0
G1-SLV-X	0.3	-0	0.3	-0	0.3	0.3	-0	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0
G1-SLV-Y	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	1	1	-1	-1
G1-SLV-Z	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
G2-SLV-X	0.3	-0	0.3	-0	0.3	0.3	-0	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0
G2-SLV-Y	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	1	1	-1	-1
G2-SLV-Z	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
SPTTER-SLV-X+	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	0	0	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0
SPTTER-SLV-X-	0	0.3	0	0.3	0	0	0.3	0.3	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3
SPTTER-SLV-Y+	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	1	1	0	0
SPTTER-SLV-Y-	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0	1	1
IDRO-SLV-X+	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0
IDRO-SLV-X-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3
IDRO-SLV-Y+	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0.3	0	1	1	0	0
IDRO-SLV-Y-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0.3	0	0	1	1
IDRO-SLV-Z-	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
ACCSUP-SLV-X	0.1	-0	0.1	-0	0.1	-0	0.1	-0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCSUP-SLV-Y	0.2	0.2	-0	-0	0.1	-0	0.1	-0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCSUP-SLV-Z	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0

LOAD PATTERN	SLV-33	SLV-34	SLV-35	SLV-36	SLV-37	SLV-38	SLV-39	SLV-40	SLV-41	SLV-42	SLV-43	SLV-44	SLV-45	SLV-46	SLV-47	SLV-48
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-SUP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X+	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_X-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_Y+	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTTER_Y-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPT-IDRO	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPT-IDRO_PARCENTR-Y+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPT-IDRO_PARCENTR-Y-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC-SUP	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_X+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_X-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_Y+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTACC-SUP_Y-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
G1-SLV-X	0.3	0.3	-0	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	0.3	-0	-0
G1-SLV-Y	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0
G1-SLV-Z	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1
G2-SLV-X	0.3	0.3	-0	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0	0.3	0.3	-0	-0
G2-SLV-Y	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	0.3	-0	1	1	-1	-1	0.3	-0	0.3	-0
G2-SLV-Z	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	1	1	1	1
SPTTER-SLV-X+	0.3	0.3	0	0	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0.3	0	0
SPTTER-SLV-X-	0	0	0.3	0.3	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3	0	0	0.3	0.3
SPTTER-SLV-Y+	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	1	1	0	0	0.3	0	0.3	0
SPTTER-SLV-Y-	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0.3	0	0	1	1	0	0.3	0	0.3
IDRO-SLV-X+	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IDRO-SLV-X-	0	0	0.3	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IDRO-SLV-Y+	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IDRO-SLV-Y-	0	0.3	0	0.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IDRO-SLV-Z-	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCSUP-SLV-X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCSUP-SLV-Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCSUP-SLV-Z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

12 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano le sollecitazioni massime e minime nella fondazione, nella parete in direzione x posizionata a y=460 cm, nella parete in direzione y a x=0, nella parete centrale in direzione x e nella soletta di copertura (considerando l'origine degli assi nell'estremo inferiore sinistro della mezzeria della platea) ottenute dalle varie combinazioni di carico agli Stati Limite.

Per brevità di notazione si riportano le termografie delle sole azioni massime nella condizione di involucro delle combinazioni a SLU e SLV (**SLU-SLV_ENVE**).

12.1 Platea di fondazione

12.1.1 Azione assiale – Direzione 1

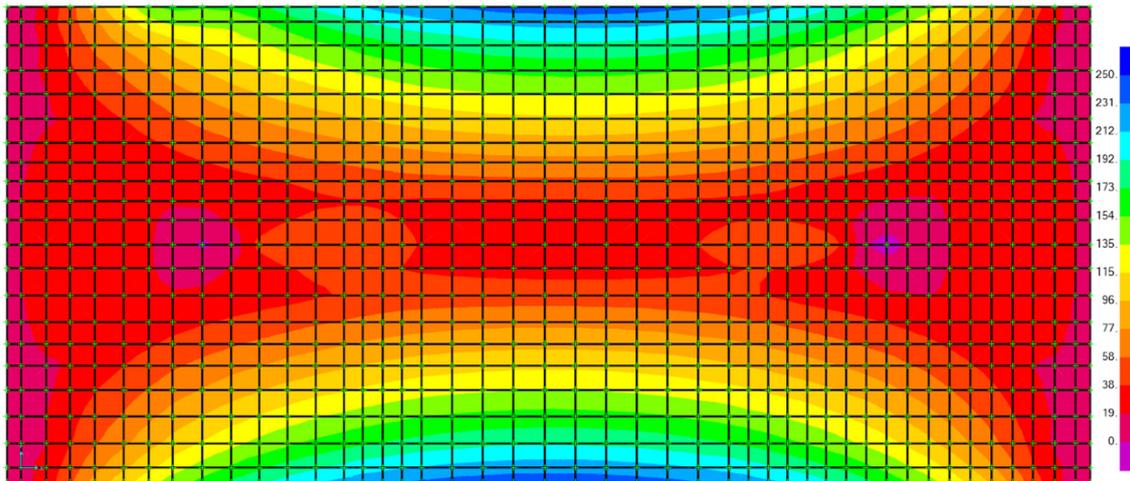


Figura 11 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 max

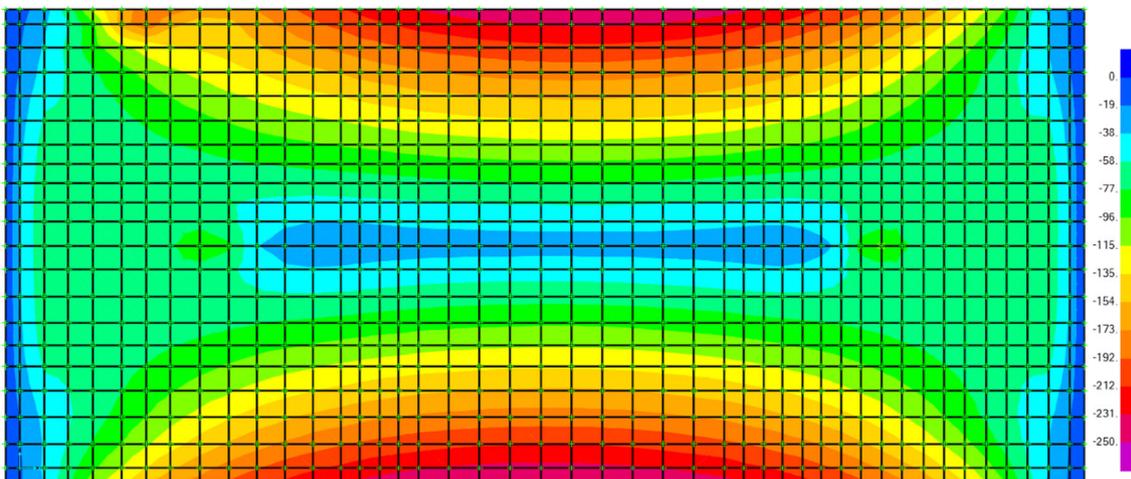


Figura 12 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 min

12.1.2 Azione assiale – Direzione 2

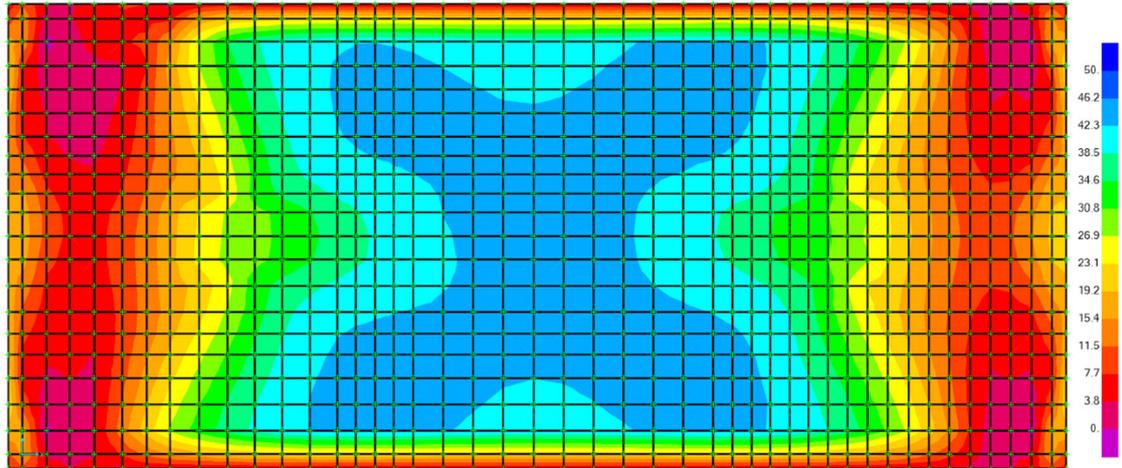


Figura 13 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 max

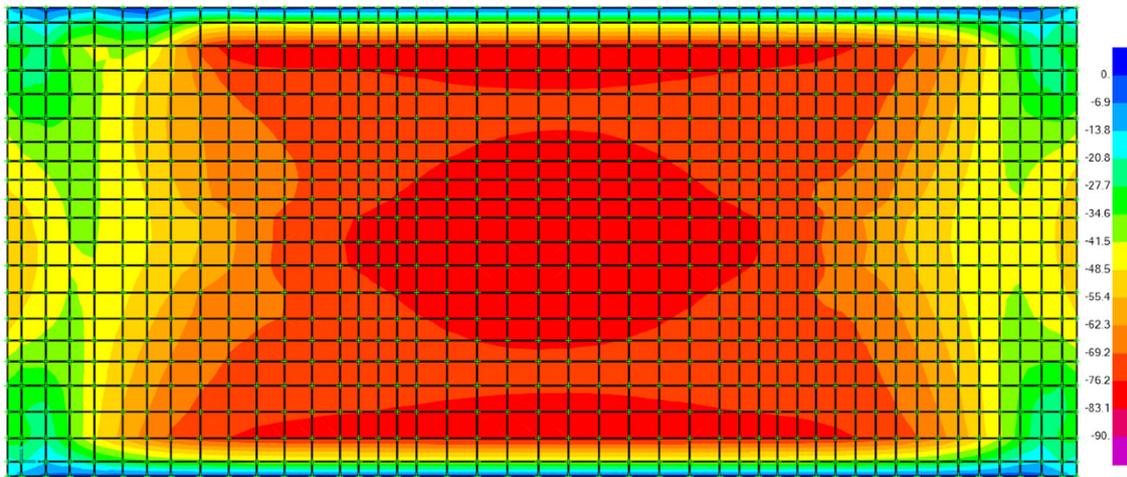


Figura 14 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 min

12.1.3 Momento flettente – Direzione 1

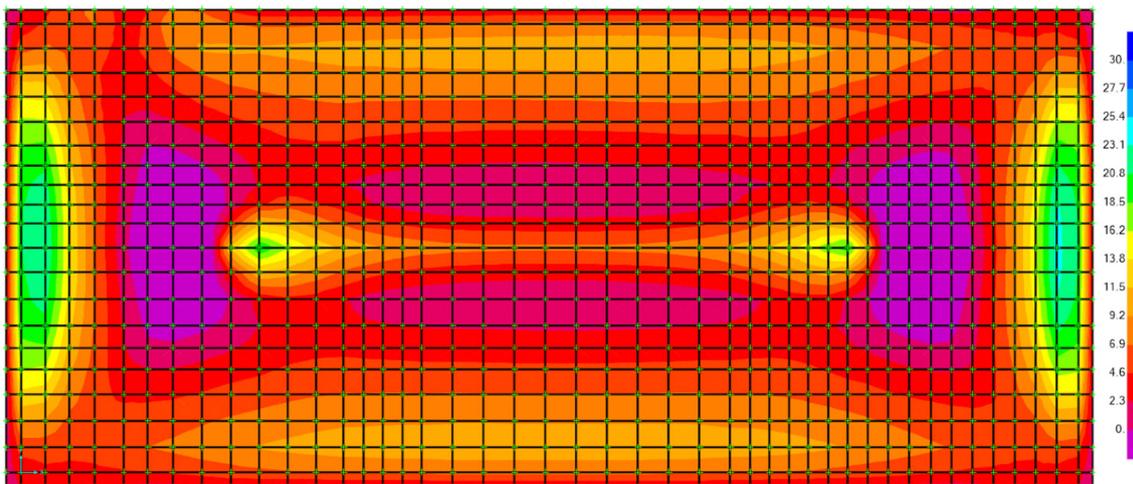


Figura 15 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 max

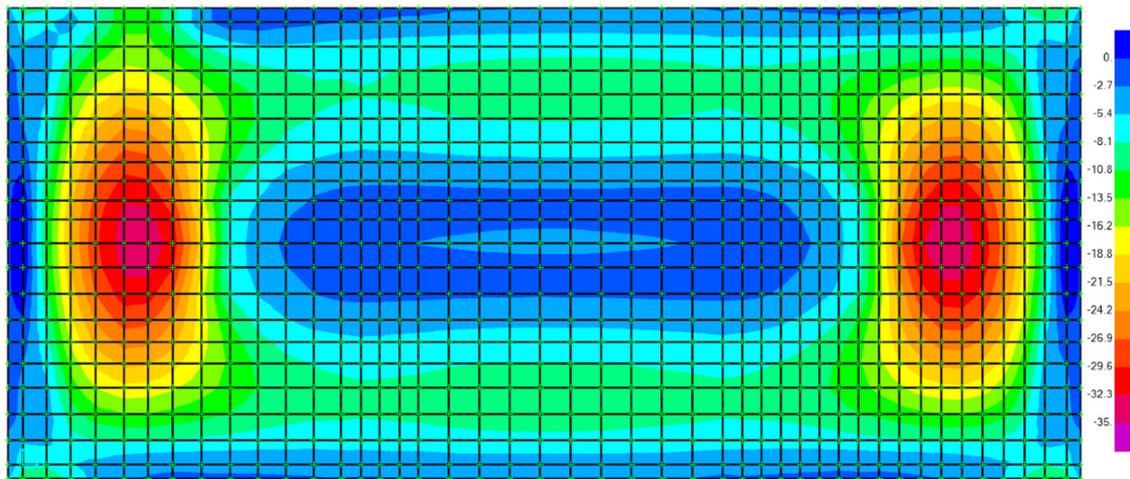


Figura 16 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 min

12.1.4 Momento flettente – Direzione 2

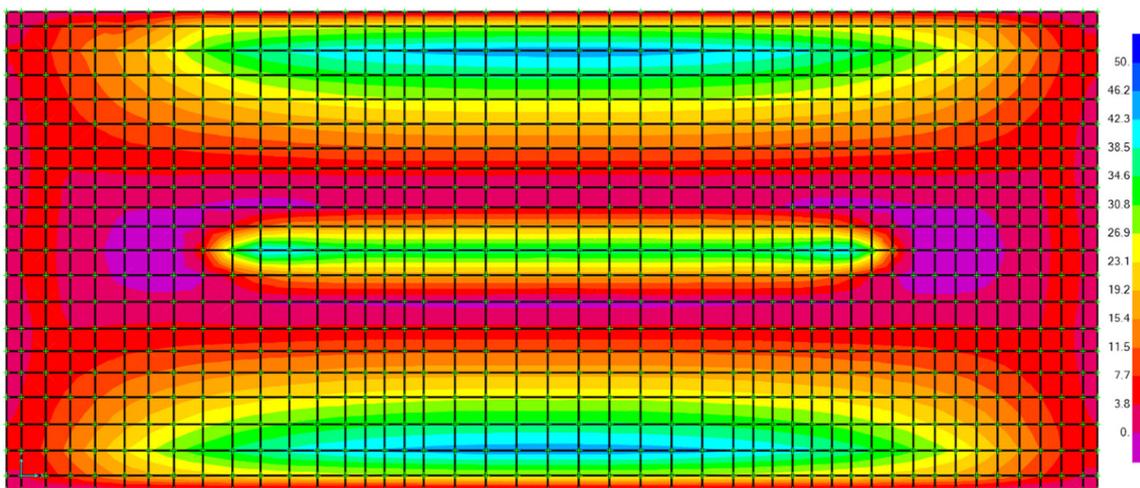


Figura 17 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 max

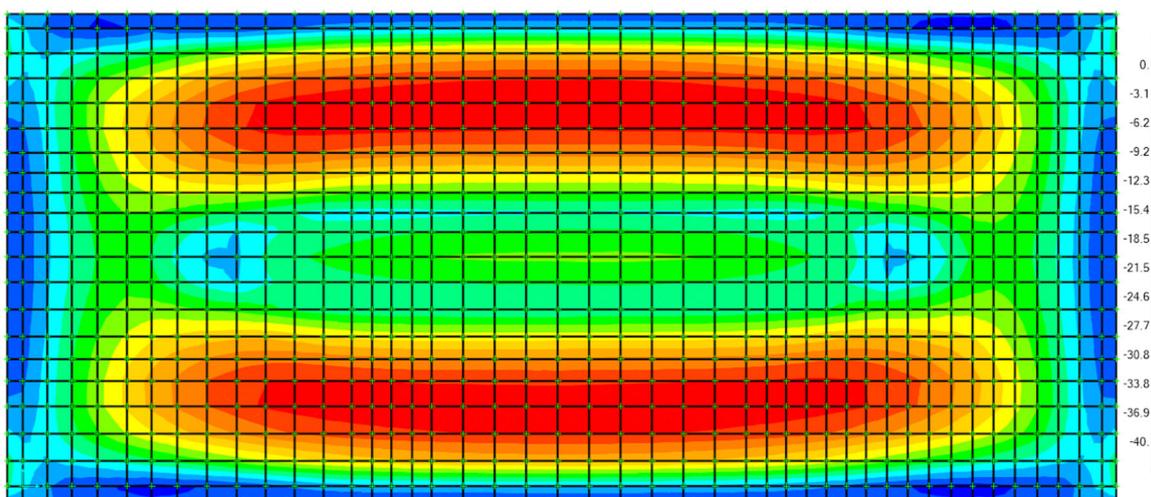


Figura 18 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 min

12.1.5 Azione tagliante – Direzione 1

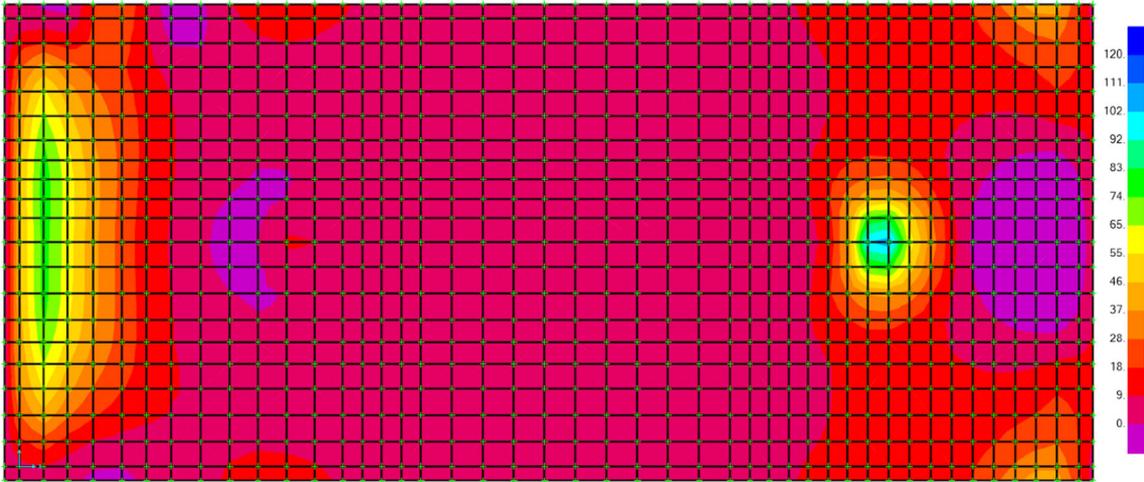


Figura 19 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V13 max

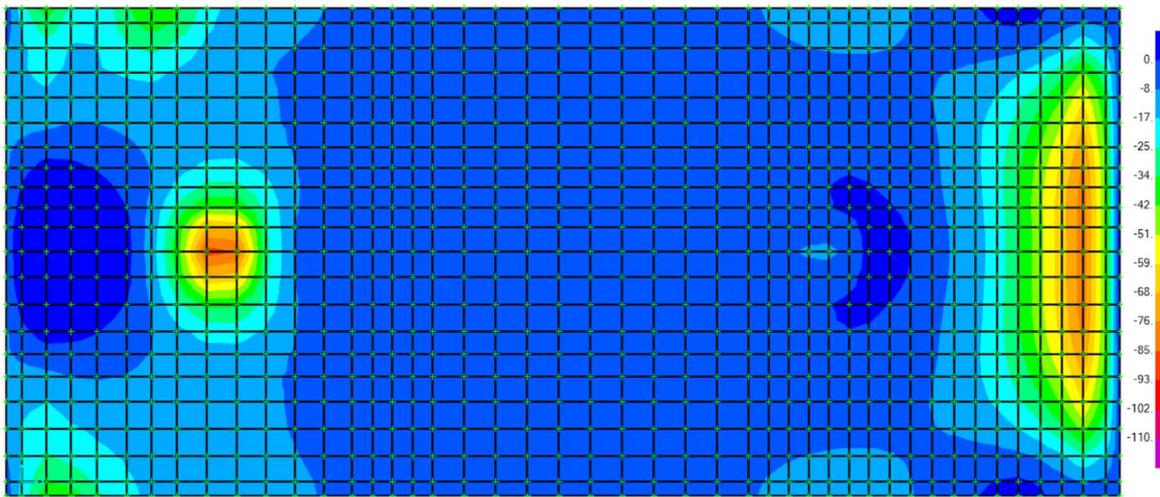


Figura 20 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V13 min

12.1.6 Azione tagliante – Direzione 2

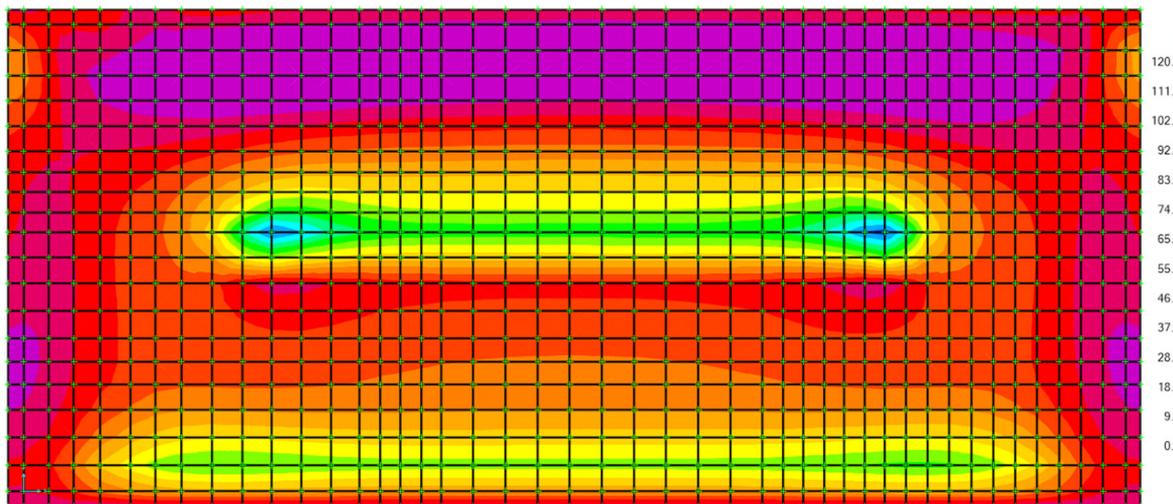


Figura 21 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 max

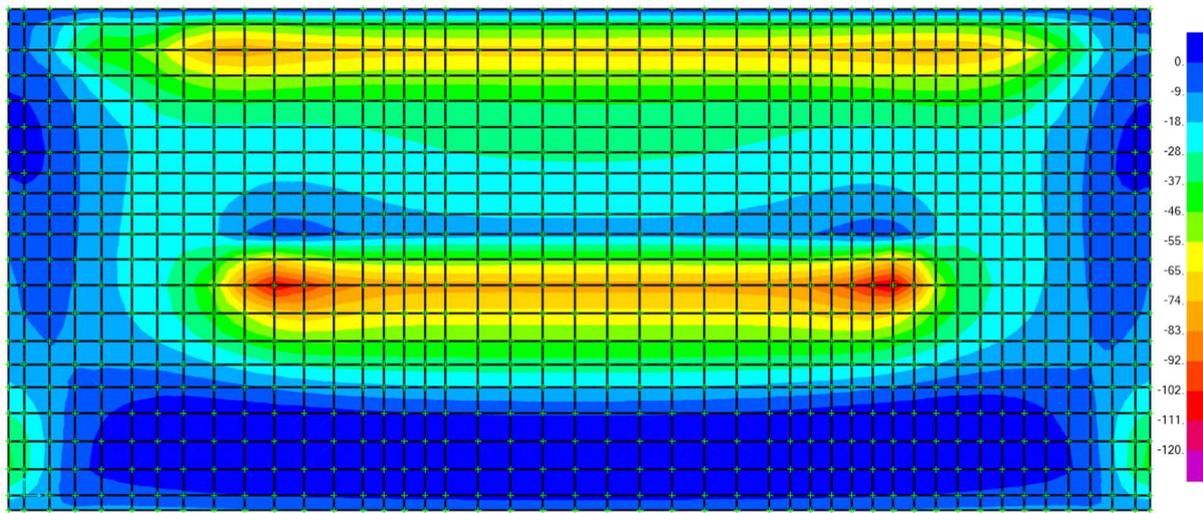


Figura 22 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 min

12.2 Parete XZ y=460cm

12.2.1 Azione assiale – Direzione 1

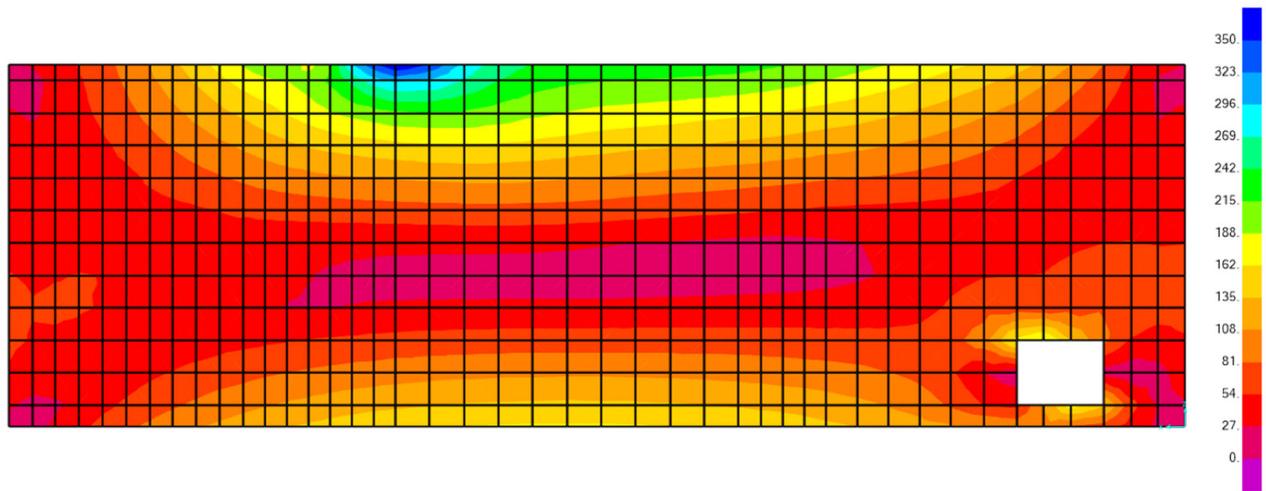


Figura 23 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 max

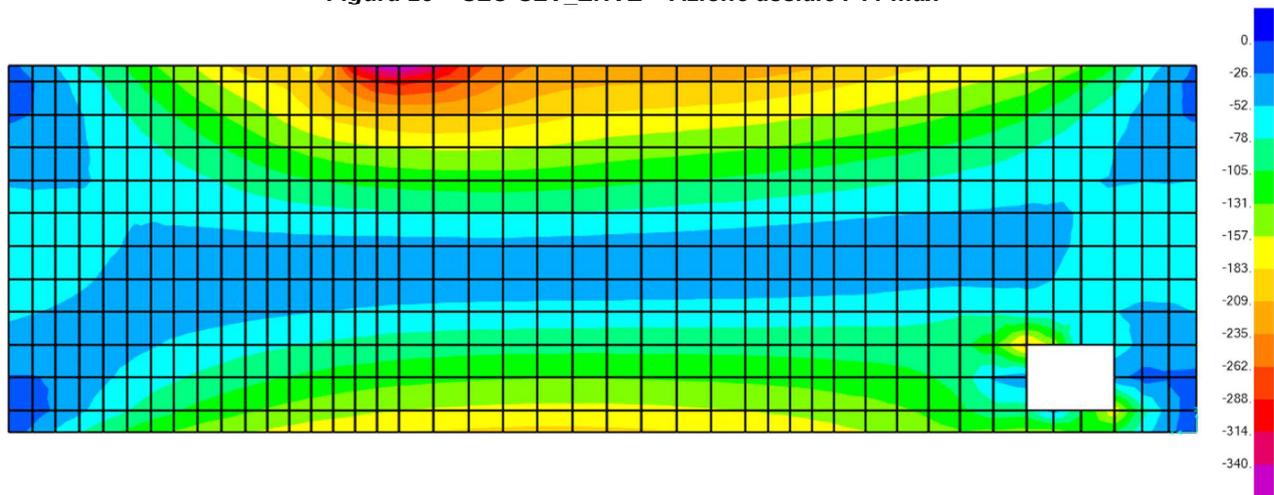


Figura 24 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 min

12.2.2 Azione assiale – Direzione 2

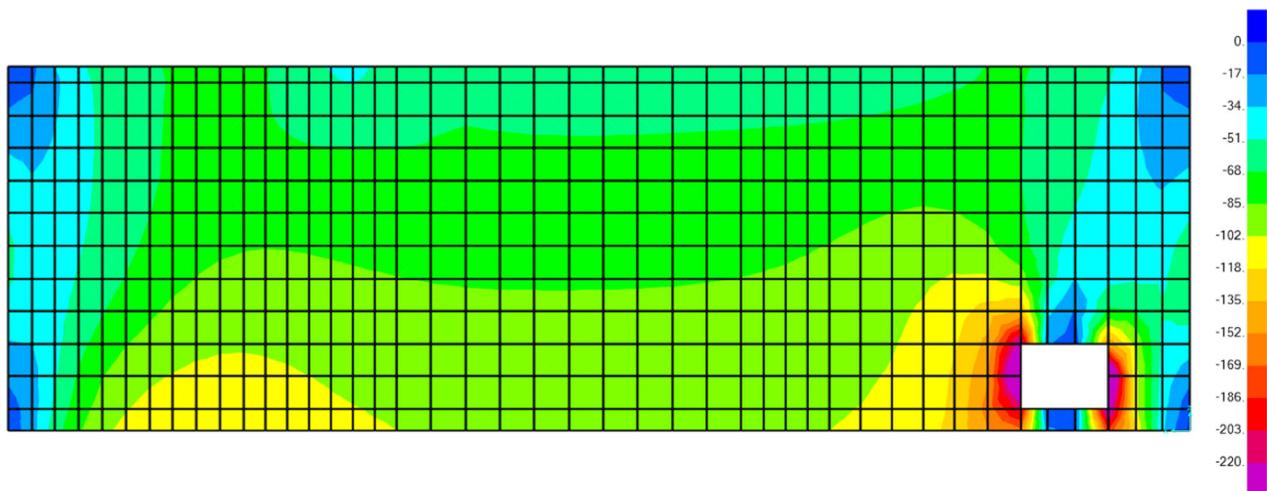


Figura 25 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 – Involuppo min

12.3 Parete XZ y=460 cm

12.3.1 Momento – Direzione 1

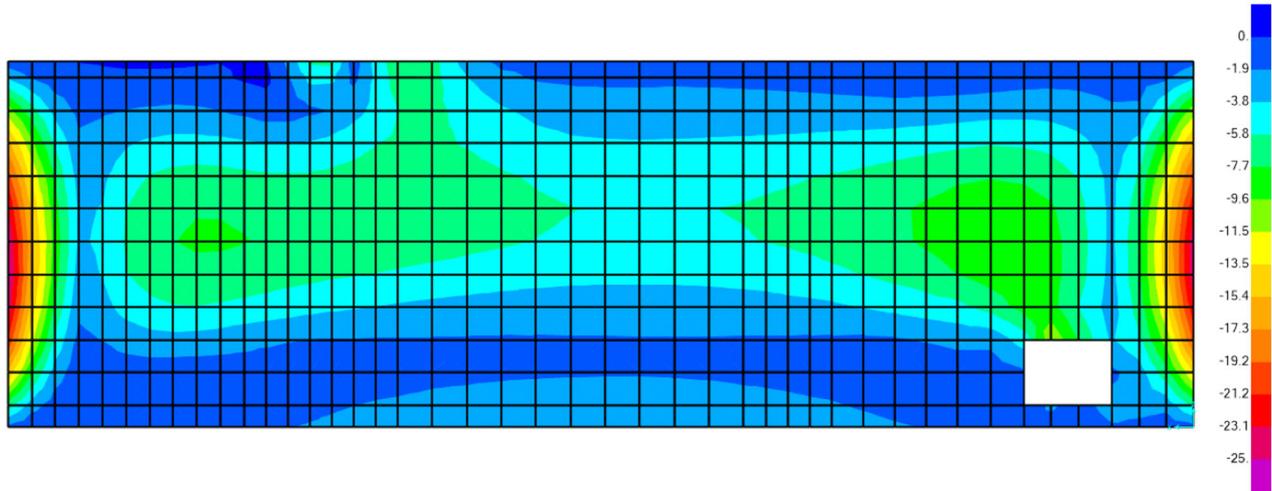


Figura 26 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 – Inviluppo min

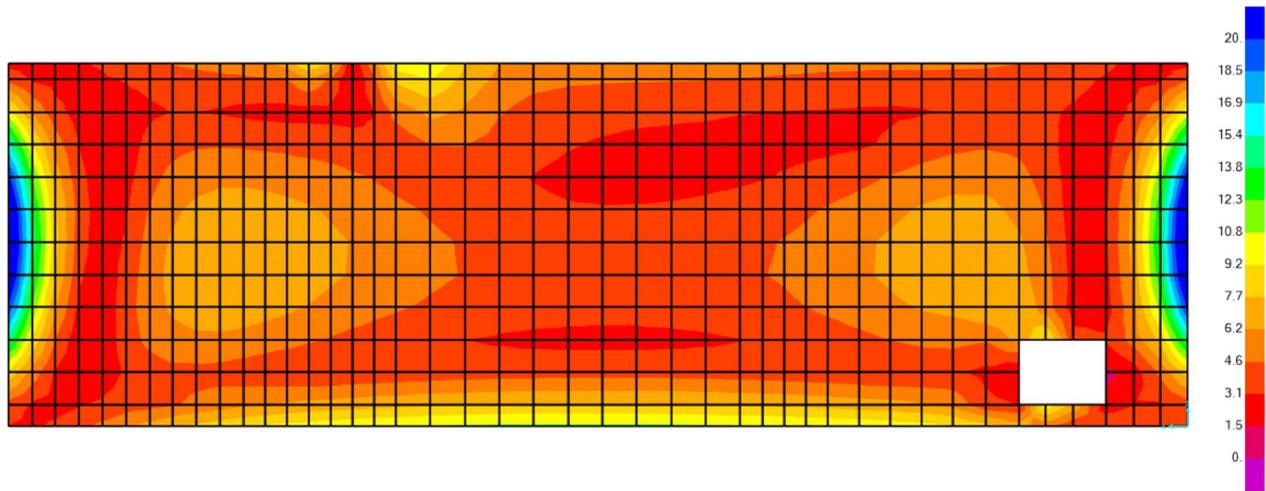


Figura 27 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 – Inviluppo max

12.3.2 Momento – Direzione 2

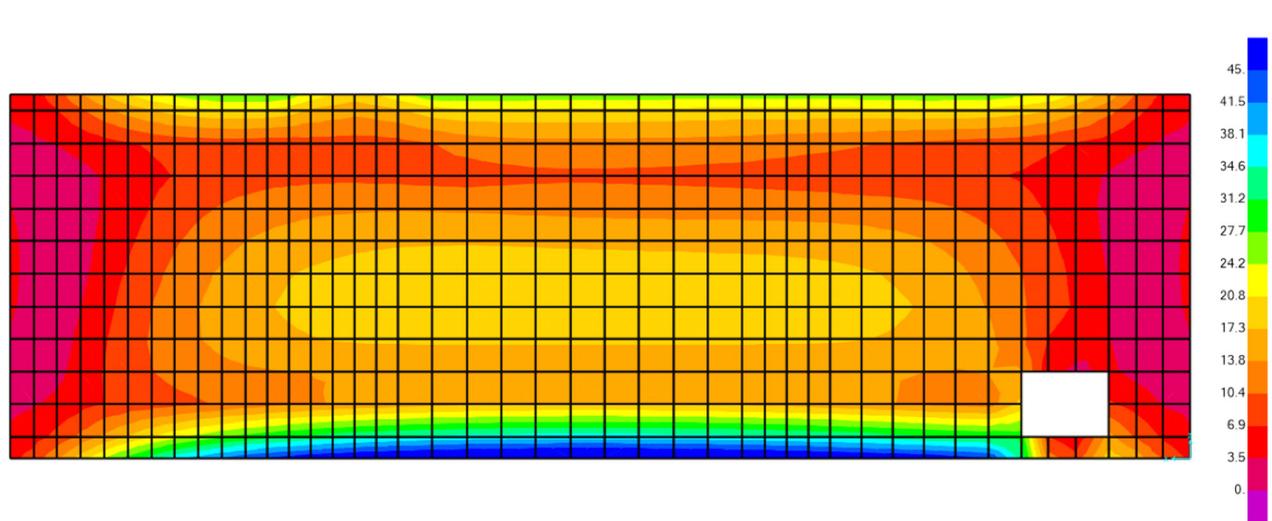


Figura 28 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 – Inviluppo max

12.3.3 Azione Tagliante – Direzione 1

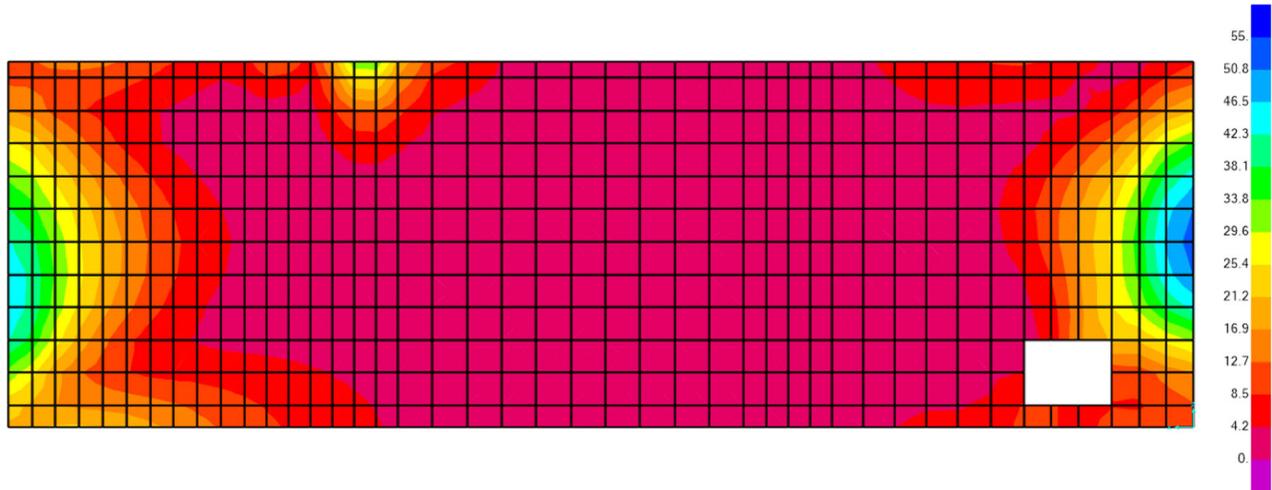


Figura 29 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V13 – Involuppo max

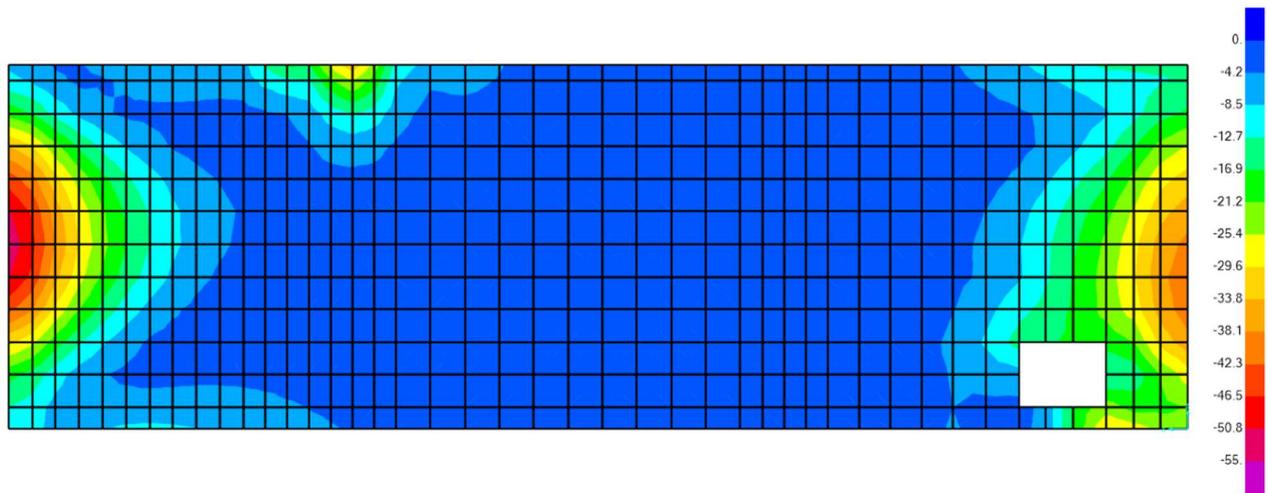


Figura 30 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V13 – Involuppo min

12.3.4 Azione Tagliante – Direzione 2

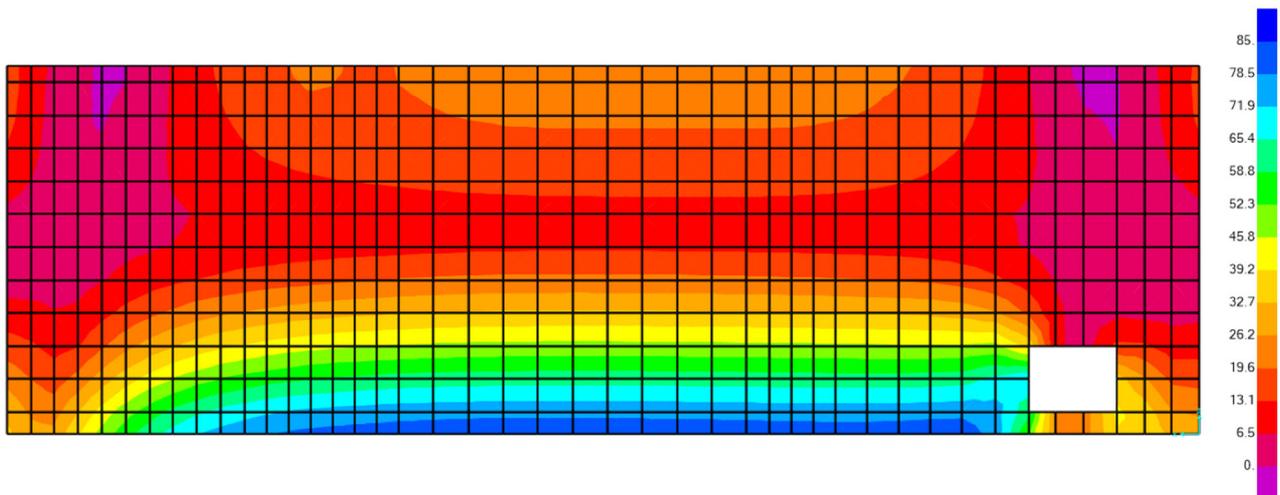


Figura 31 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 – Involuppo max

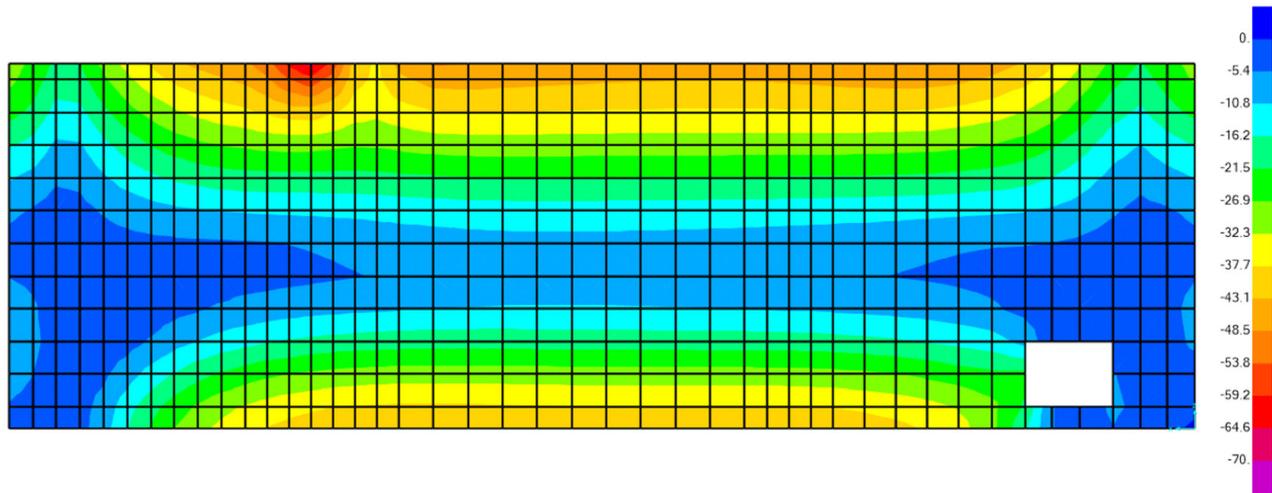


Figura 32 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 – Involuppo min

12.4 Parete YZ x=0 cm

12.4.1 Azione assiale – Direzione 1

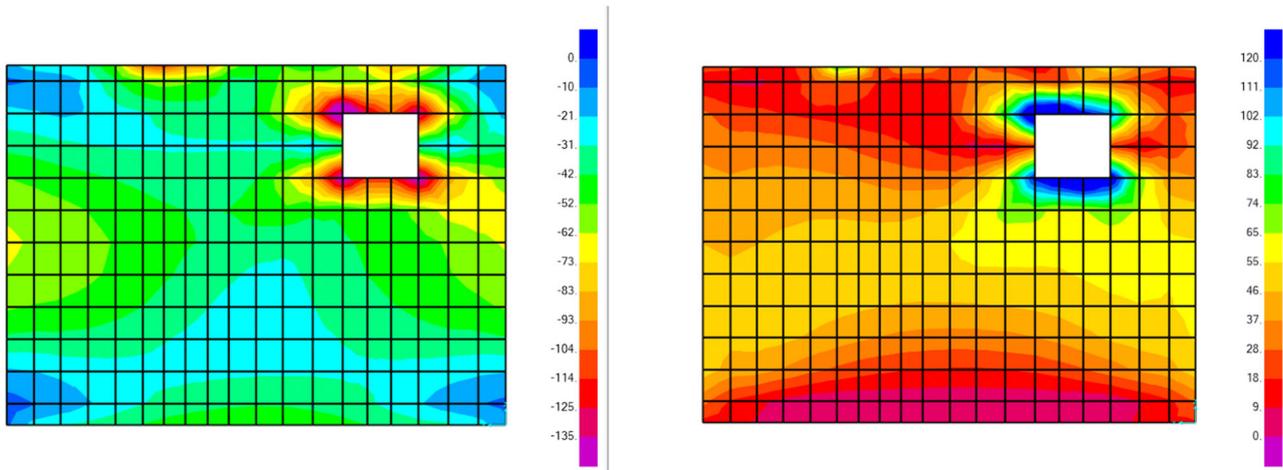


Figura 33 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 – Involuppo min e max

12.4.2 Azione assiale – Direzione 2

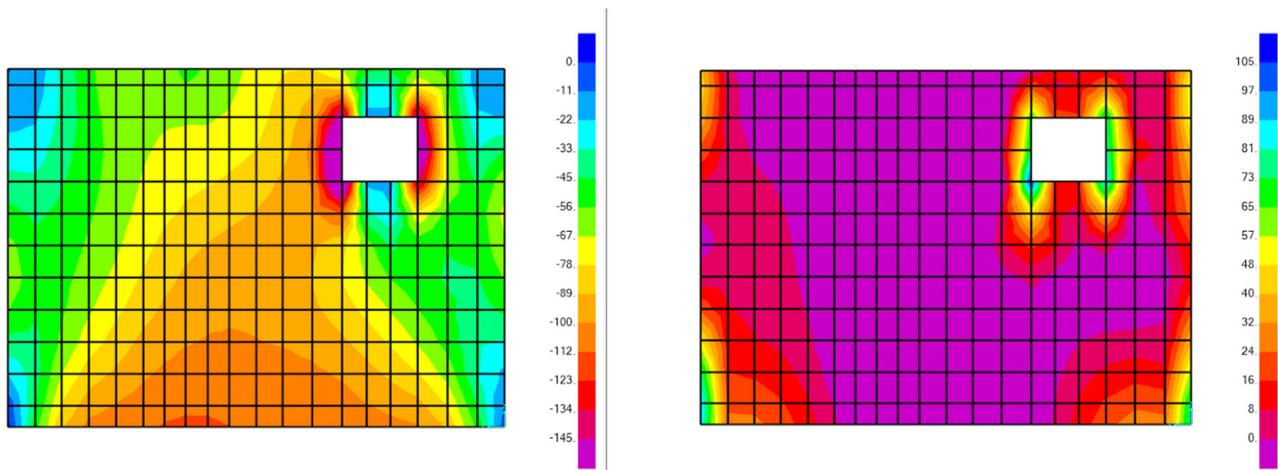


Figura 34 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 – Involuppo min e max

12.4.3 Momento – Direzione 1

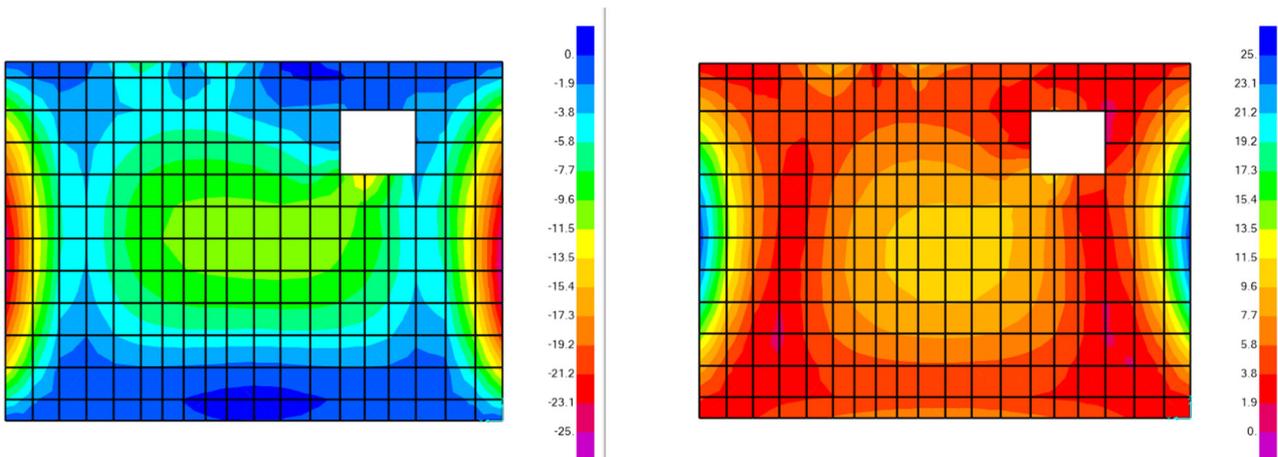


Figura 35 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 – Involuppo min e max

12.4.4 Momento – Direzione 2

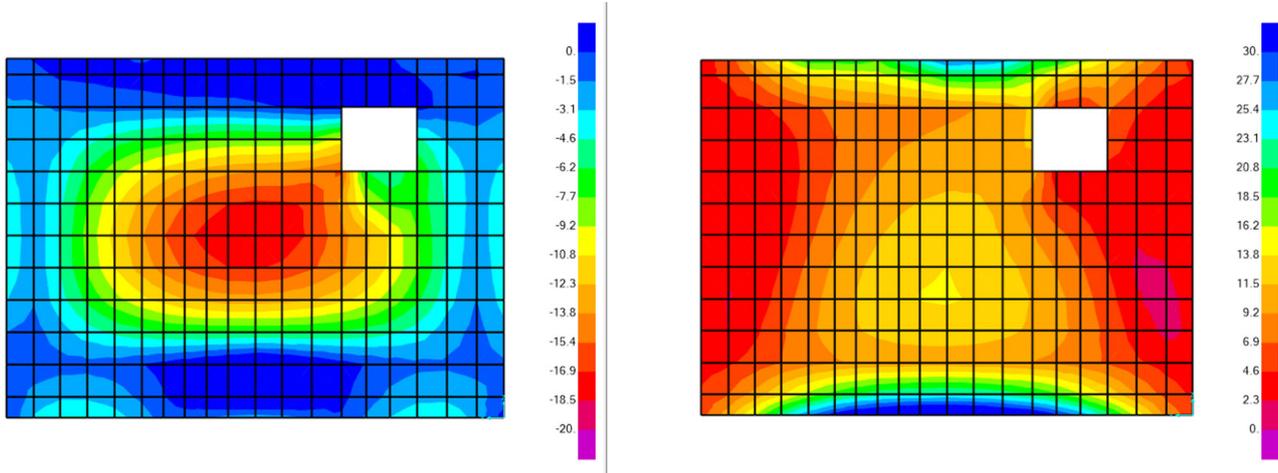


Figura 36 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 – Involuppo min e max

12.4.5 Azione Tagliante – Direzione 1

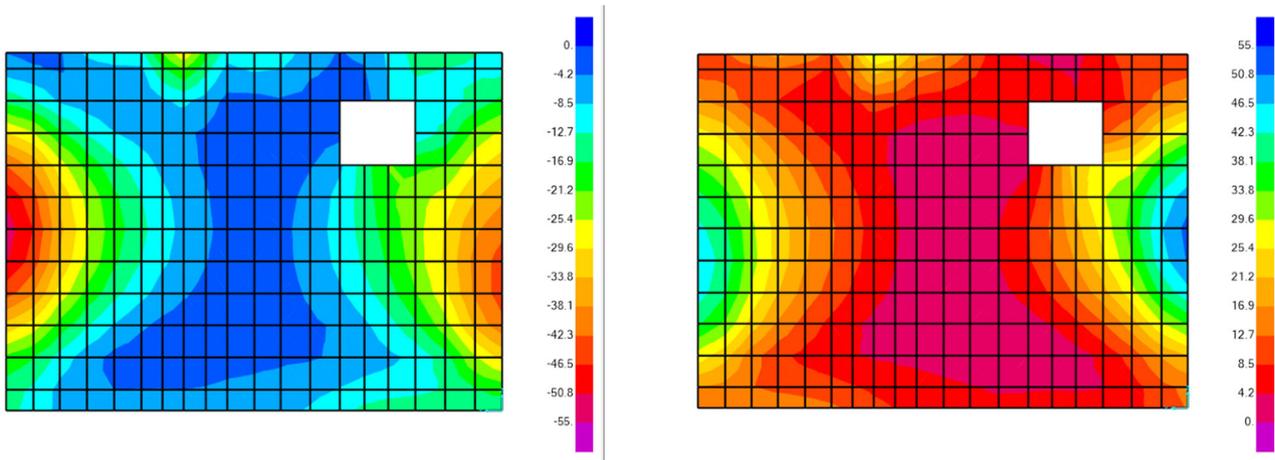


Figura 37 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V13 – Involuppo min e max

12.4.6 Azione Tagliante – Direzione 2

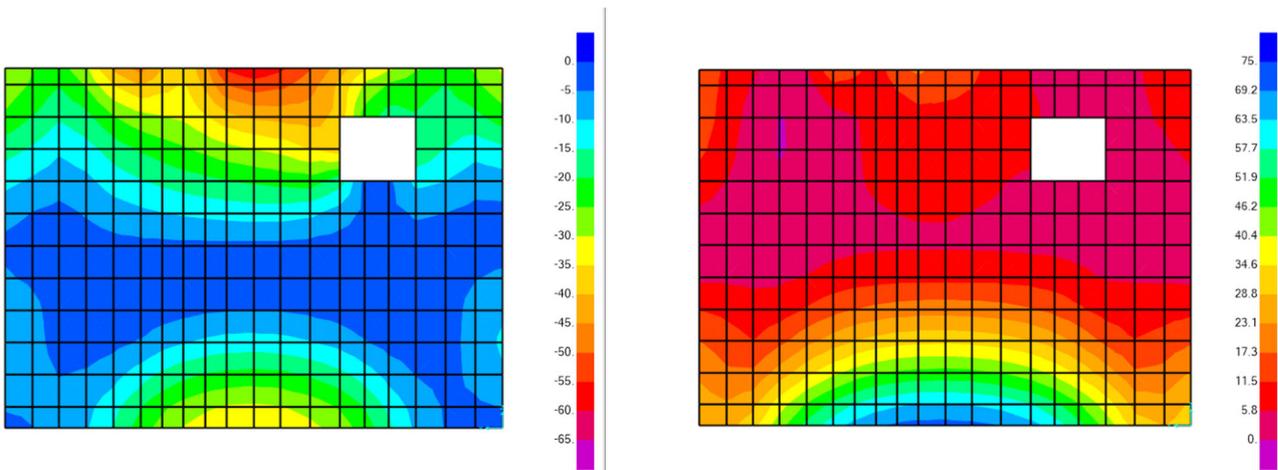


Figura 38 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 – Involuppo min e max

12.5 Parete centrale

12.5.1 Azione assiale – Direzione 1

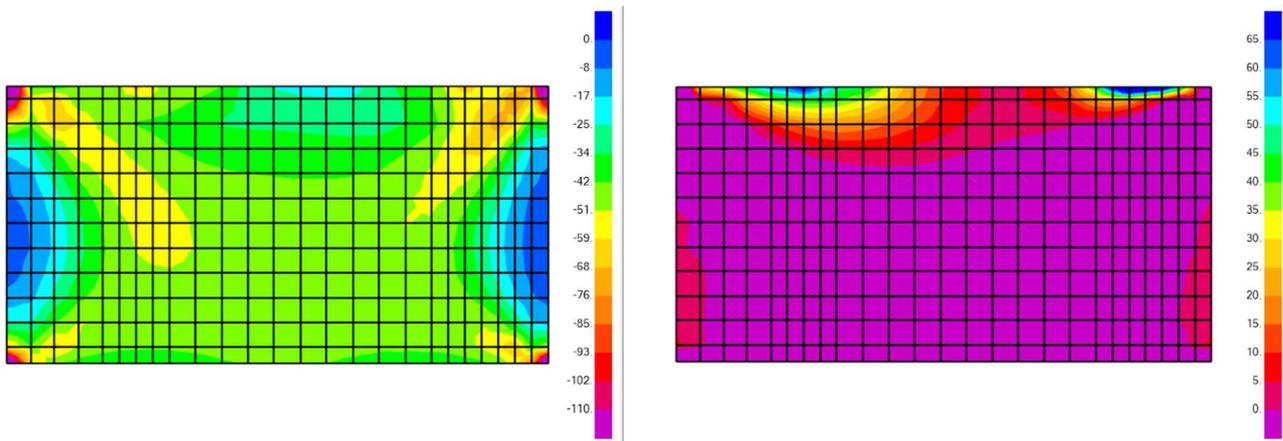


Figura 39 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 – Inviluppo min e max

12.5.2 Azione assiale – Direzione 2

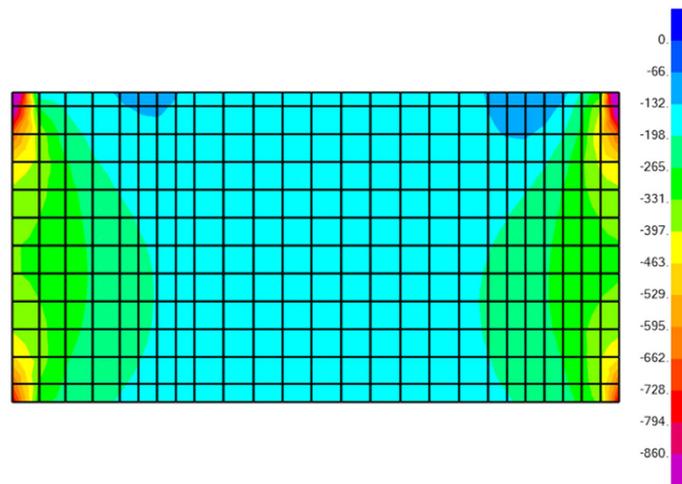


Figura 40 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 – Inviluppo min

12.5.3 Momento – Direzione 1

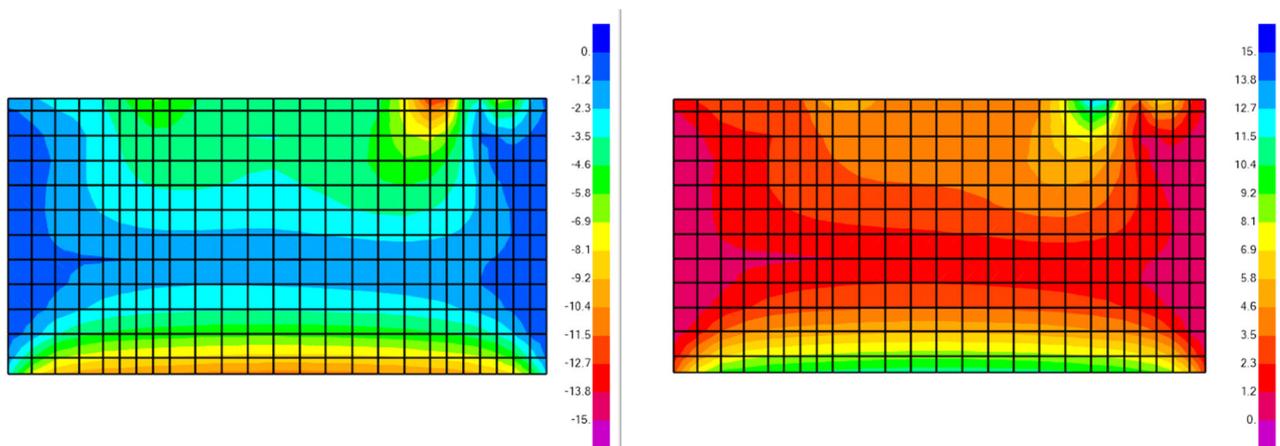


Figura 41 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 – Inviluppo min e max

12.5.4 Momento – Direzione 2

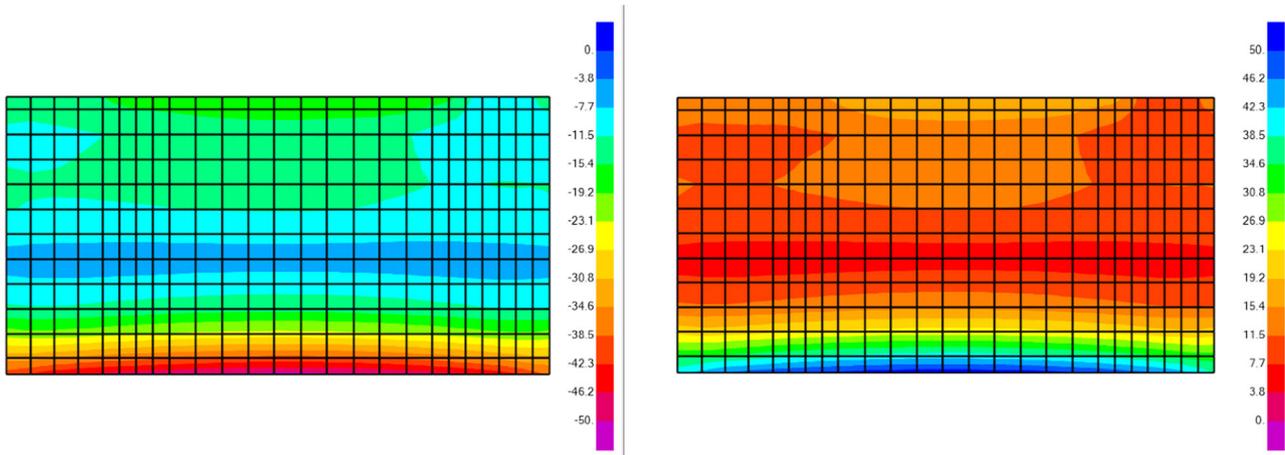


Figura 42 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 – Involuppo min e max

12.5.5 Azione Tagliante – Direzione 2

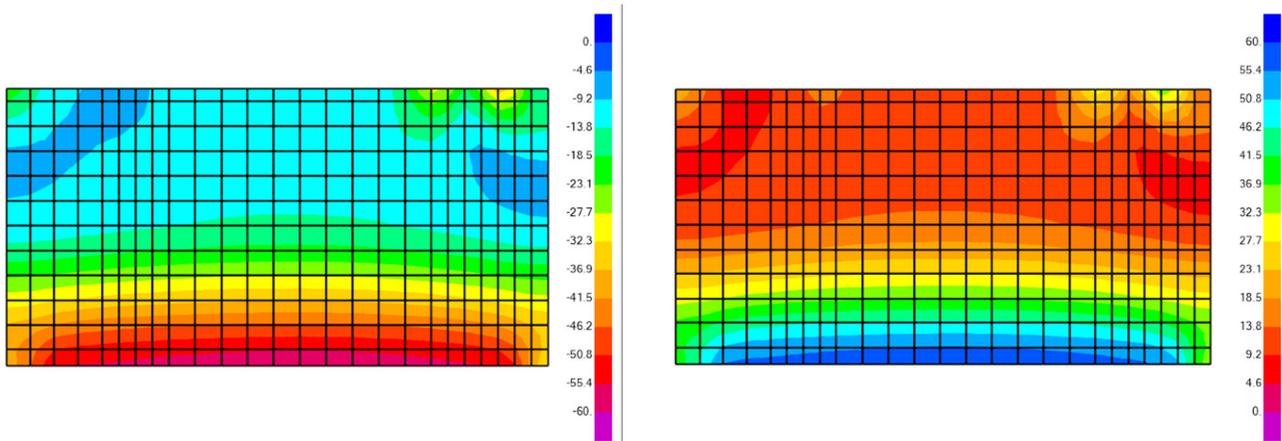


Figura 43 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 – Involuppo min e max

12.6 Soletta superiore

12.6.1 Azione assiale – Direzione 1 (dir.x)

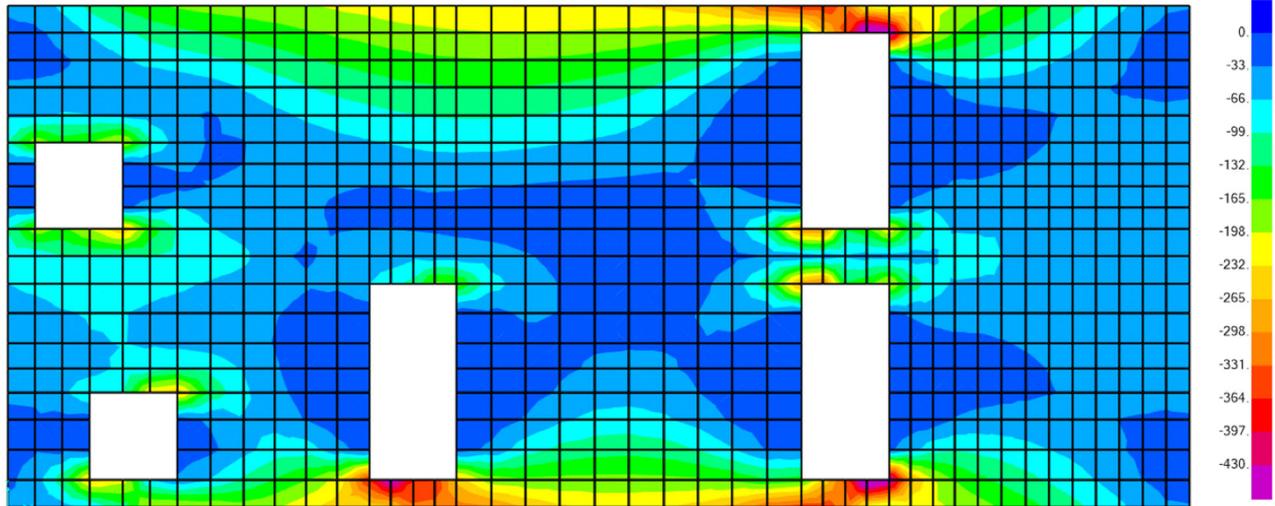


Figura 44 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 min

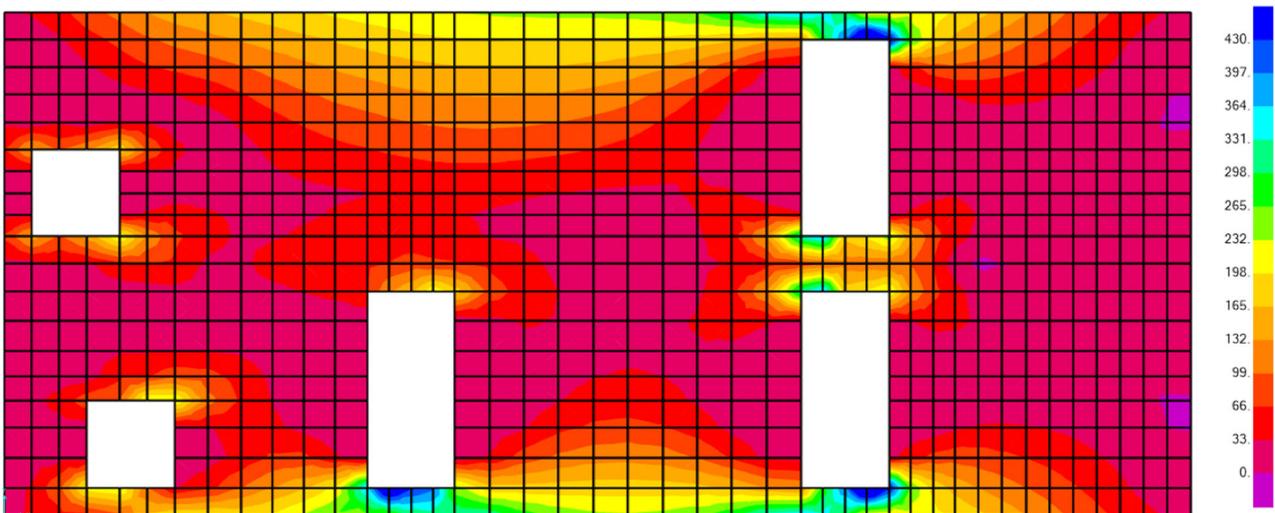


Figura 45 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F11 max

12.6.2 Azione assiale – Direzione 2 (dir.y)

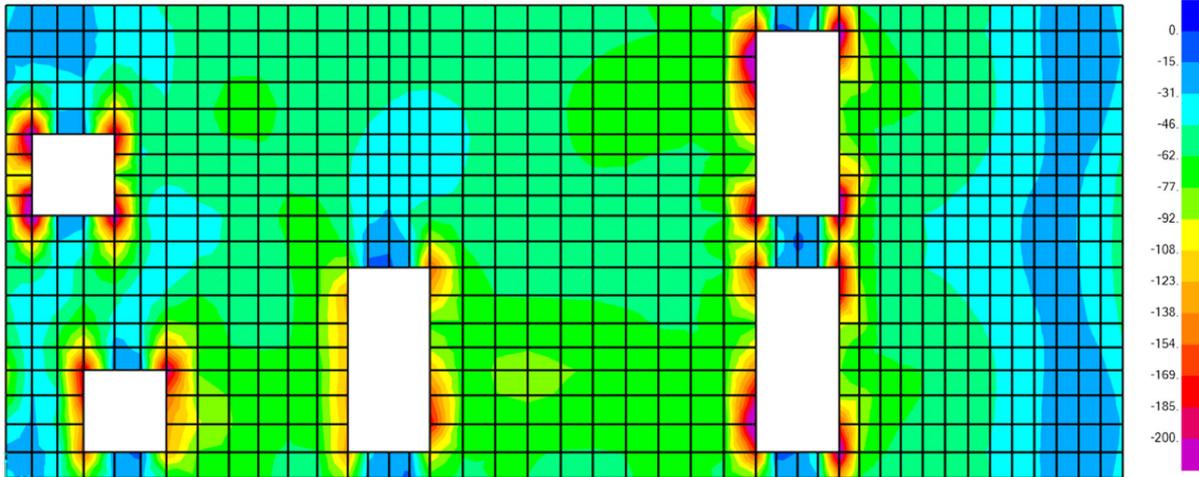


Figura 46 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 min

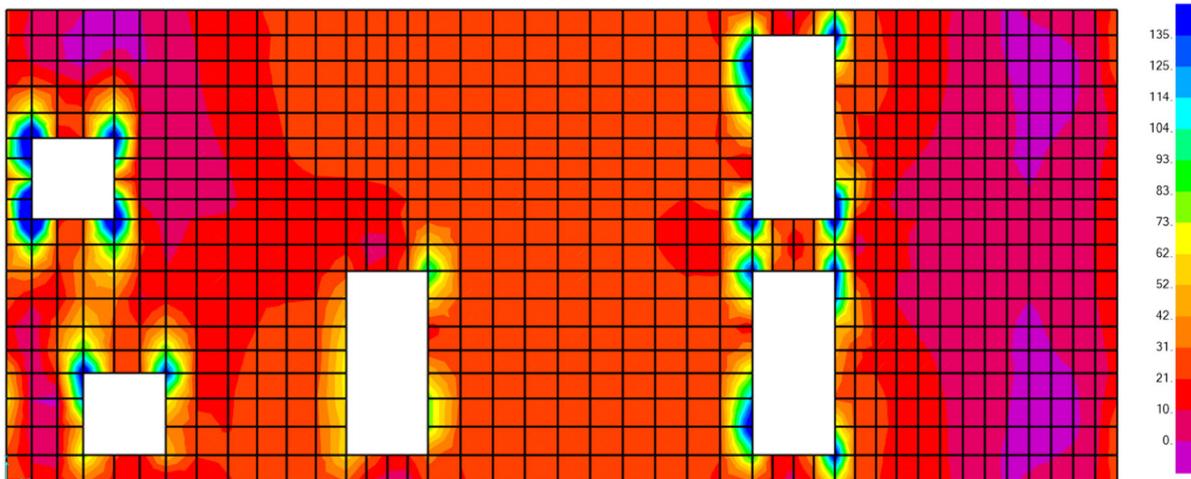


Figura 47 – SLU-SLV_ENVE – Azione assiale F22 max

12.6.3 Momento flettente – Direzione 1

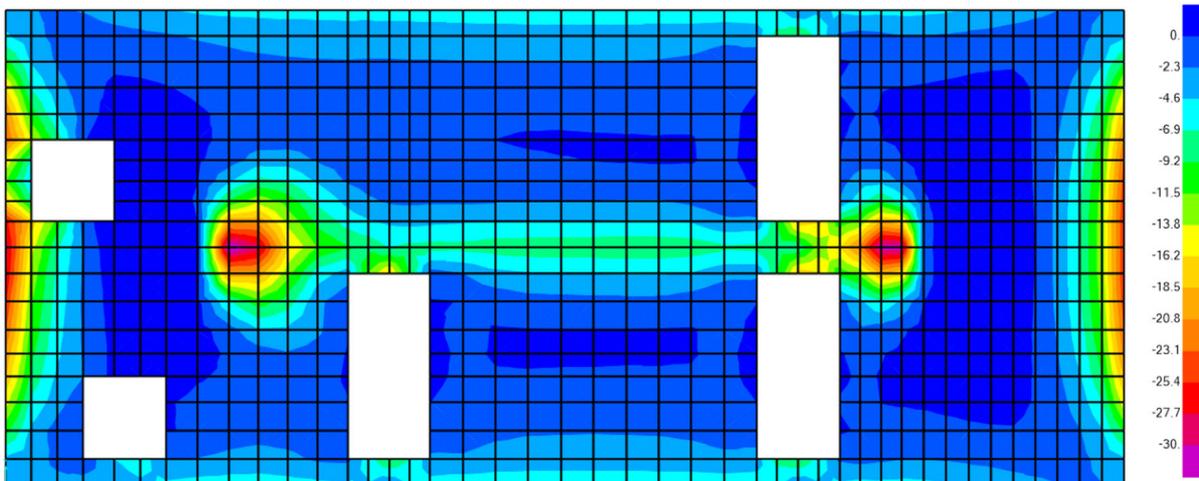


Figura 48 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 min

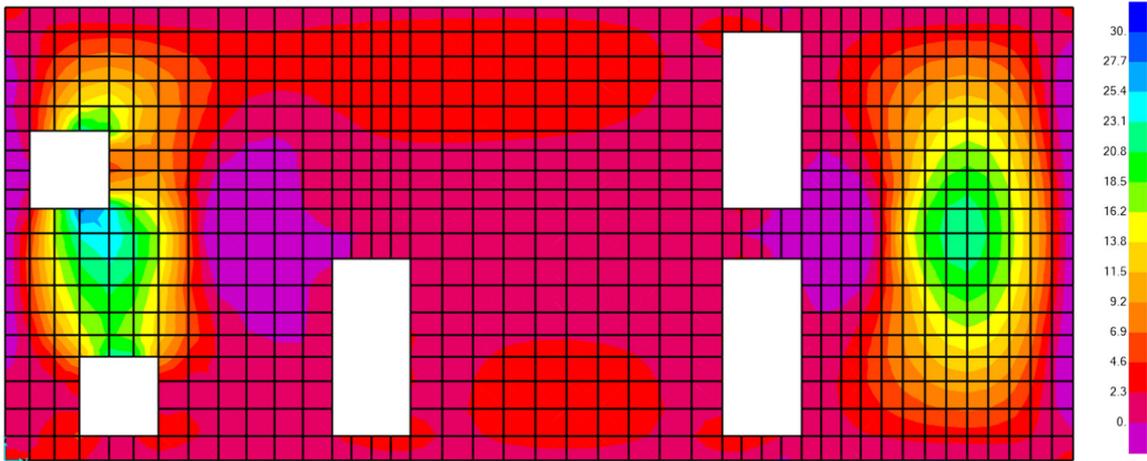


Figura 49 – SLU-SLV_ENVE – Momento M11 max

12.6.4 Momento flettente – Direzione 2

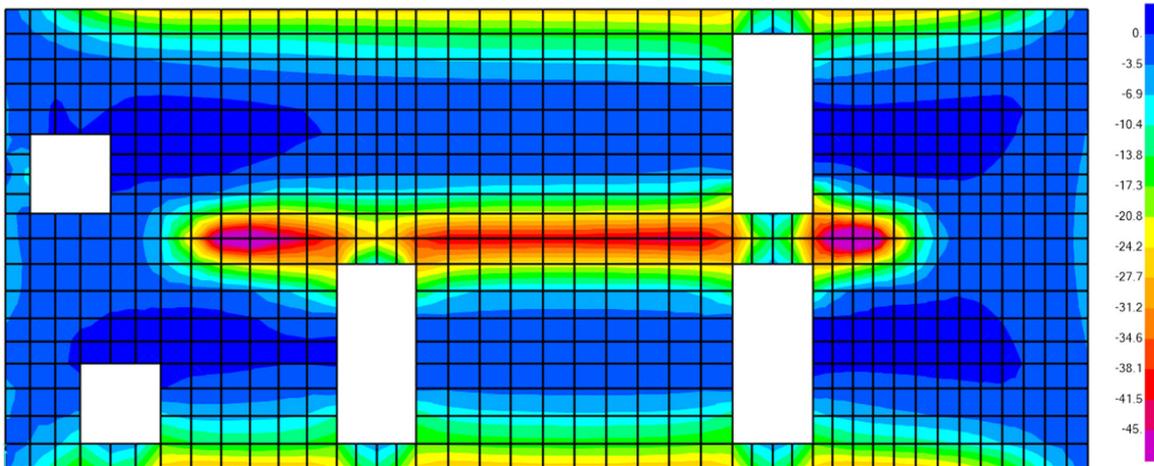


Figura 50 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 min

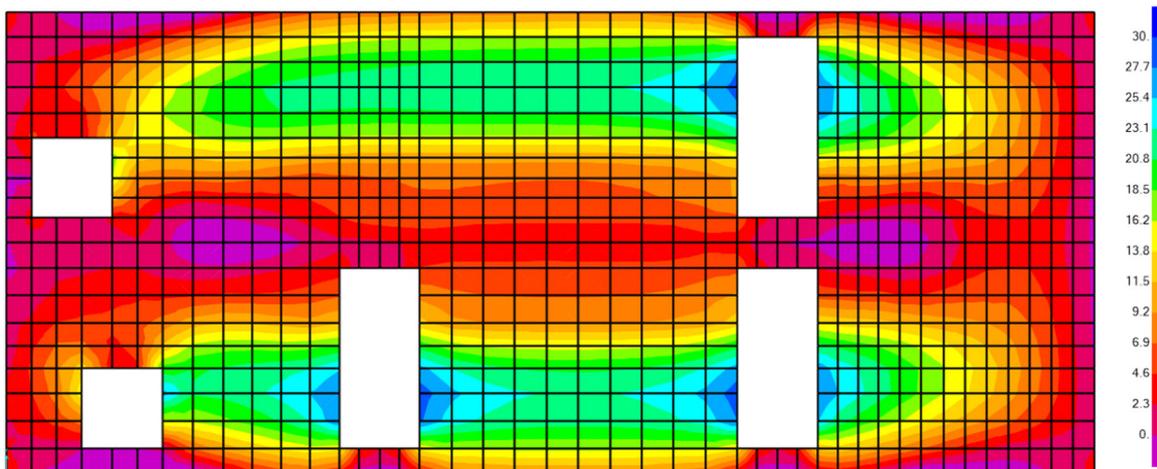


Figura 51 – SLU-SLV_ENVE – Momento M22 max

12.6.5 Azione tagliante – Direzione 1

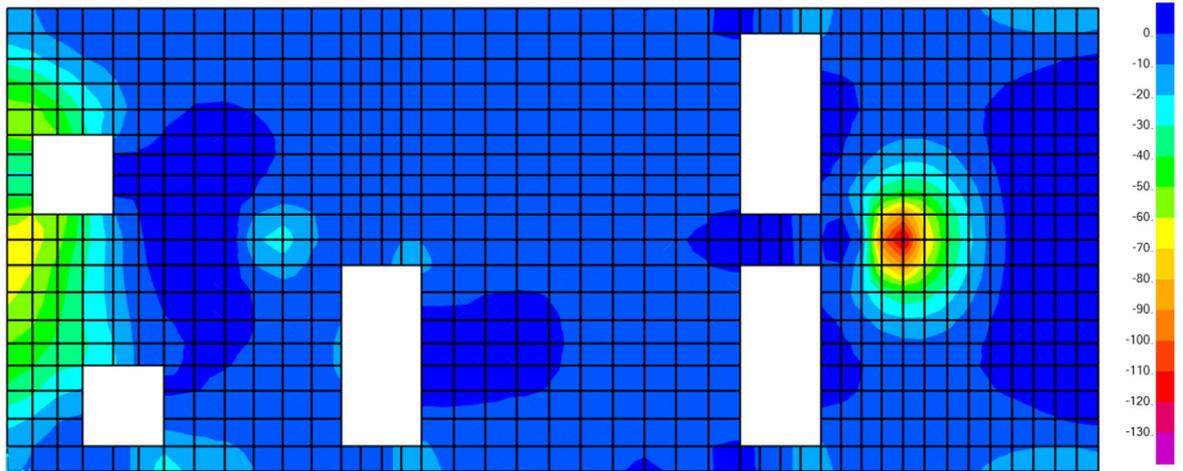


Figura 52 – SLU-SLV ENVE – Taglio V13 min

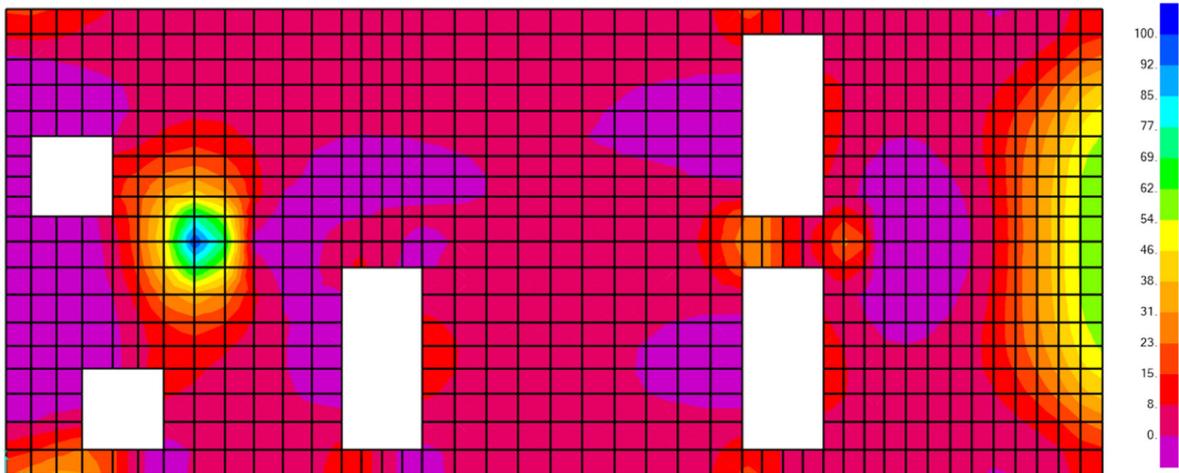


Figura 53 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V13 max

12.6.6 Azione tagliante – Direzione 2

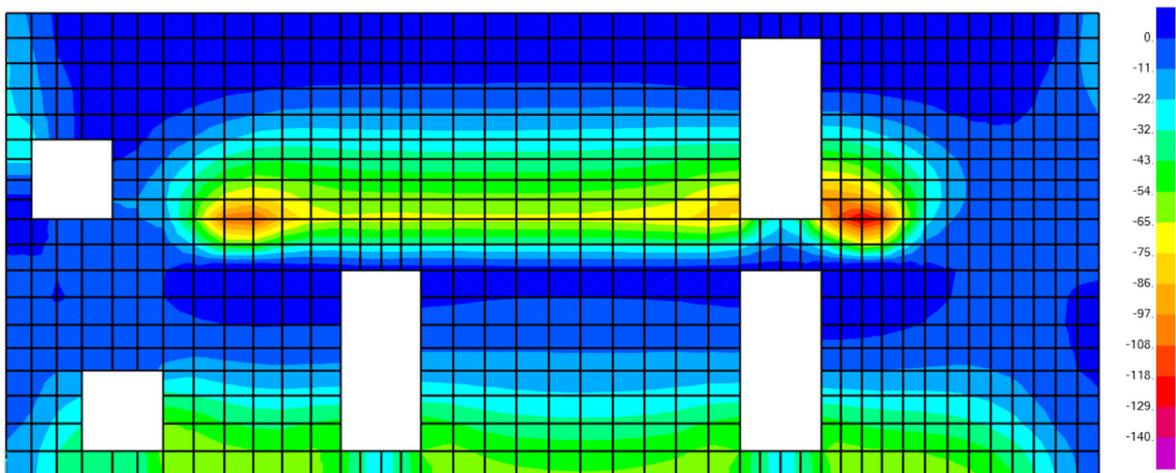


Figura 54 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 min

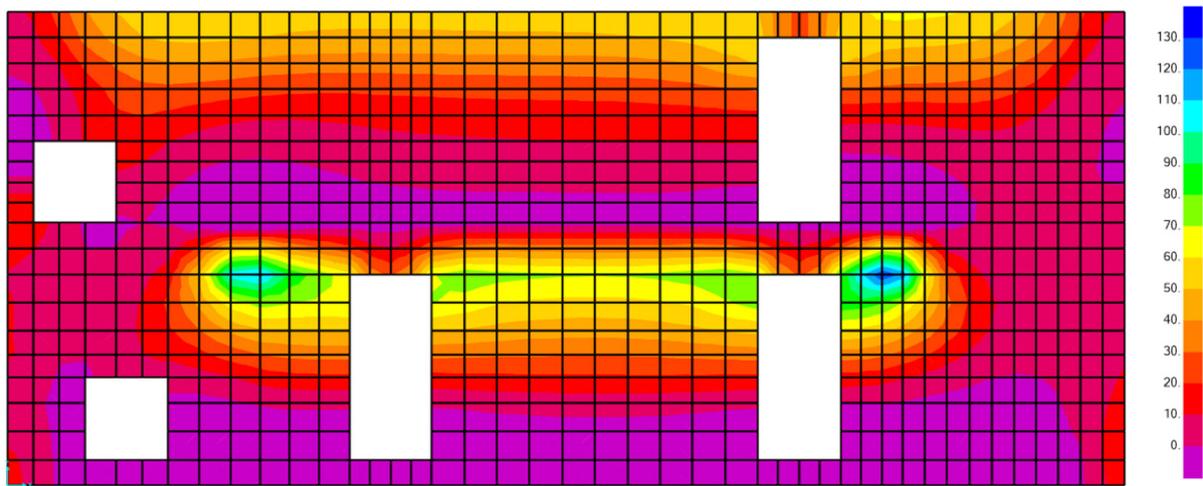


Figura 55 – SLU-SLV_ENVE – Taglio V23 max

13 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali effettuate per la platea di fondazione, la soletta di copertura e le pareti del manufatto considerando la larghezza di riferimento di 1.0 m e le armature come indicate nella tabella seguente:

ELEMENTO	h	b	Direz.1 - Arm. Long.		Direz. 2 - Arm. Trasv.		Arm. taglio	Cavallotti	A _{TOT, long}	[kg/m ³]	A _{s, tot, long} /A _c
			A _{sup}	A _{inf}	A _{sup}	A _{inf}					
	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm ²]		[-]
FONDAZIONE	0.40	1.00	Ø12/20	Ø12/20	Ø12/20	Ø12/20	-	Ø10/60/60	2262	44.39	0.0057
SOLETTA COPERTURA	0.30	1.00	Ø12/20	Ø12/20	Ø12/20	Ø12/20	-	Ø10/60/60	2262	59.19	0.0075

ELEMENTO	h	b	Direz.1 - Arm. Oriz.		Direz. 2 - Arm. Vert.		Arm. taglio	Spilli	A _{TOT, long}	[kg/m ³]	A _{s, tot, long} /A _c
			A _{sup}	A _{inf}	A _{sup}	A _{inf}					
	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm ²]		[-]
PARETI	0.30	1.00	Ø12/20	Ø12/20	Ø12/20	Ø12/20	-	Ø8/40/40	2262	59.19	0.0075

Considerando anche i contributi di acciaio forniti da cavallotti e spilli, le incidenze totali dell'armatura valgono:

- **50.34 kg/m³** per la platea di fondazione;
- **66.29 kg/m³** per la soletta di copertura;
- **64.16 kg/m³** per le pareti.

Il copriferro netto è posto pari a 40 mm.

Nel seguito verrà intesa "Direzione 1" come "Direzione x" e "Direzione 2" come "Direzione y" per la soletta superiore e la platea di fondazione mentre verrà intesa "Direzione 1" come "Direzione longitudinale" e "Direzione 2" come "Direzione verticale" per le pareti.

Per quanto riguarda le pareti, di seguito sono riportate solo le verifiche delle pareti maggiormente sollecitate a flessione ovvero la parete XZ a y=460 cm e la parete YZ a x=0 (entrambe con la presenza di un'asola) e la parete centrale XZ che risulta maggiormente compressa.

13.1 Platea di fondazione

13.1.1 Sollecitazioni massime di verifica

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLU sono indicate nella tabella sotto:

	AZIONE	Shell	OutputCase	F11	M11	V13
		[-]	[-]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	647	SLV-06	234.95	2.45	0.34
	Min_F11	647	SLV-07	-244.87	-2.49	-0.51
	Max_M11	926	SLU-12	-73.16	28.87	-88.00
	Min_M11	921	SLU-02	21.65	-33.31	3.18
	Max_V13	907	SLU-02	-11.10	-4.89	105.65
	Min_V13	326	SLU-02	-6.16	-6.43	-88.23

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	627	SLU-02	43.74	23.90	86.78
	Min_F22	447	SLV-20	-82.89	40.54	-29.79
	Max_M22	607	SLV-17	-82.86	48.62	31.87
	Min_M22	591	SLV-06	-19.33	-35.72	3.72
	Max_V23	443	SLU-02	29.32	22.26	111.53
	Min_V23	439	SLU-02	29.55	22.37	-109.34

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLE sono indicate invece nelle tabelle seguenti:

SLE - COMBINAZIONI RARE					
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	445	SLE-RARA-02	34.71	8.32
	Min_F11	917	SLE-RARA-13	-66.18	-3.06
	Max_M11	926	SLE-RARA-12	-54.19	21.33
	Min_M11	921	SLE-RARA-02	16.15	-24.24

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	627	SLE-RARA-02	32.31	17.21
	Min_F22	631	SLE-RARA-05	-58.34	10.34
	Max_M22	607	SLE-RARA-16	-54.53	23.98
	Min_M22	885	SLE-RARA-02	32.08	-24.93

SLE - COMBINAZIONI FREQUENTI					
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	445	SLE-FR-02	32.17	7.22
	Min_F11	917	SLE-FR-13	-60.92	-3.39
	Max_M11	926	SLE-FR-12	-50.73	20.00
	Min_M11	921	SLE-FR-02	16.65	-22.31

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	627	SLE-FR-02	31.91	15.02
	Min_F22	630	SLE-FR-05	-54.72	8.28
	Max_M22	607	SLE-FR-16	-51.08	22.52
	Min_M22	792	SLE-FR-02	31.70	-23.23

SLE - COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11		294	SLE-QP-02	26.64	-3.75
	Min_F11		640	SLE-QP-12	-45.82	1.87
	Max_M11		926	SLE-QP-11	-40.36	16.01
	Min_M11		921	SLE-QP-02	18.14	-16.51

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22		627	SLE-QP-02	30.71	8.43
	Min_F22		629	SLE-QP-04	-43.90	2.71
	Max_M22		607	SLE-QP-13	-40.73	18.13
	Min_M22		791	SLE-QP-02	30.25	-18.19

13.1.2 Direzione 2 – Verifica allo SLU per flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 4.6 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 35.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 20.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 35547.1 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 50.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
 Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
 Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
 Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
 Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
 Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
 Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

Calcestruzzo = 23.52 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 48.6$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 2.5 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = 93.2$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = 0.4$ (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto $M_r/M_d = 1.918$

13.1.3 Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 50$ N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 42$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 23.52$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30$ N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 111.53$ kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = -29.32$ kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 22.26$ kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	$h = 400$ mm
Copriferro netto	$c = 40$ mm
Diametro staffe minime da normativa/scelte	$\phi_w = 0$ mm
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000$ mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	$\emptyset = 12$ mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	$\emptyset = 0$ mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	$n = 5.00$ --
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	$n = 0.00$ --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 565$ mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0016$ --

Distanza tra i ferri longitudinali	$= 0$
Altezza utile della sezione	$d = 348$ mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.76$ --
--	---------------

Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls
 Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)
 Resistenza ultima a taglio minima
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)

V_{min}	=	0.53	N/mm ²
σ_{cp}	=	-0.08	N/mm ²
$V_{Rd,min}$	=	178.51	kN
V_{Rd}	=	178.51	kN

VERIFICA SODDISFATTA:
non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.1.4 Direzione 2 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 4.6 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 35.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 20.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 24.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.01 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 128.53 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 32.9 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 22.5 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.89 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 120.70 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 32.9 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 18.1 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.52 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 97.17 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 32.9 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = 22.52 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 28544.21$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 85.54$ (KN.m) > 22.52

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = 18.13 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 28544.21$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 85.54$ (KN.m) > 18.13

13.1.5 Direzione 1 – Verifica allo SLU per flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'intradosso

b1 100.0
 h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 34.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 20.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 35547.1 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 50.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500$ %
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000$ %
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
 Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9$ $\epsilon_{uk} = 6.750$ %
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

67

Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 23.52 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= -33.3 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 21.7 (KN)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 2.4 (cm)
Momento di Rottura M_r	= -89.2 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= 21.7 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 2.679

13.1.6 Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	105.65	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	-4.89	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	400	mm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro armatura in direzione 2	ϕ_w	=	12	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0017	--

Distanza tra i ferri longitudinali			0
Altezza utile della sezione	d	=	336 mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.77 --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.53 N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	178.63 kN
Resistenza ultima a taglio (V_{Rd} ≥ V_{Rd,min})	V_{Rd}	=	178.63 kN

VERIFICA SODDISFATTA:
 non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.1.7 Direzione 1 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 40.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 34.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 20.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -24.2 (KN.m)
 Sforzo normale = 16.2 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.19 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 149.52 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.2 (cm)
 Braccio di leva interno = 31.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -22.3 (KN.m)
 Sforzo normale = 16.7 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.01 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 139.25 (N/mm²)

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

Distanza asse neutro da lembo compresso = 6.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 31.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -16.5 (KN.m)
 Sforzo normale = 18.1 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.48 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 108.47 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
 Braccio di leva interno = 31.3 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, w_{lim} = w₂)

Momento di progetto M = -22.31 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 16.65 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 28263.01$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.04$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -83.56$ (KN.m) > -22.31

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, w_{lim} = w₁)

Momento di progetto M = -16.51 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 18.14 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 4158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 28263.01$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.04$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -83.46$ (KN.m) > -16.51

13.2 Soletta di copertura

13.2.1 Sollecitazioni massime di verifica

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLU sono indicate nella tabella sotto.

SLU - SLV						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	1773	SLV-05	423.07	-1.00	-9.52
	Min_F11	1773	SLV-08	-426.61	-1.83	-0.75
	Max_M11	1171	SLU-02	28.61	29.10	-10.24
	Min_M11	1384	SLU-02	21.67	-25.12	2.59
	Max_V13	1301	SLU-02	-33.25	-11.53	98.86
	Min_V13	1852	SLU-02	-32.84	-12.00	-126.87

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	2091	SLV-08	132.16	-10.16	-36.81
	Min_F22	2091	SLV-05	-196.94	-4.98	-33.77
	Max_M22	1628	SLU-02	18.75	26.35	-10.22
	Min_M22	2059	SLU-02	0.42	-40.11	-140.00
	Max_V23	2057	SLU-02	6.21	-39.69	125.87
	Min_V23	2060	SLU-02	6.47	-39.87	-132.88

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLE sono indicate invece nelle tabelle seguenti:

SLE - COMBINAZIONI RARE					
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	1765	SLE-RARA-02	80.88	-10.30
	Min_F11	1761	SLE-RARA-13	-81.18	-2.26
	Max_M11	1171	SLE-RARA-02	21.37	21.00
	Min_M11	1384	SLE-RARA-02	15.97	-18.22

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	2112	SLE-RARA-02	29.19	14.67
	Min_F22	2112	SLE-RARA-20	-78.75	-8.90
	Max_M22	1628	SLE-RARA-02	14.11	19.15
	Min_M22	2059	SLE-RARA-02	0.73	-29.07

SLE - COMBINAZIONI FREQUENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	1765		SLE-FR-02	76.82	-9.47
	Min_F11	1761		SLE-FR-13	-71.16	-2.09
	Max_M11	1171		SLE-FR-02	22.27	18.48
	Min_M11	1384		SLE-FR-02	15.72	-16.60

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	2112		SLE-FR-02	29.58	14.35
	Min_F22	2112		SLE-FR-20	-70.53	-7.93
	Max_M22	1628		SLE-FR-02	15.12	17.54
	Min_M22	2059		SLE-FR-02	2.65	-26.36

SLE - COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	1765		SLE-QP-02	64.63	-6.97
	Min_F11	1171		SLE-QP-14	-44.01	5.19
	Max_M11	1171		SLE-QP-02	24.99	10.92
	Min_M11	2060		SLE-QP-02	19.22	-11.83

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	2112		SLE-QP-02	30.73	13.39
	Min_F22	2112		SLE-QP-15	-45.89	-5.02
	Max_M22	1618		SLE-QP-02	26.07	14.30
	Min_M22	2060		SLE-QP-02	9.62	-18.60

13.2.2 Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 4.6 cm da intradosso

5 ϕ 12 mm posizionati a 25.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

72

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:



Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 35547.1 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 50.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 23.52 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= -40.1 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 0.0 (KN)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 2.4 (cm)
Momento di Rottura M_r	= -66.5 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= 6.352E-02 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 1.659

13.2.3 Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	132.88	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	-6.47	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	-39.87	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
-----------------------	-----	---	------------	----

Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro staffe minime da normativa/scelte	ϕ_w	=	0	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0023	--

Distanza tra i ferri longitudinali		=	0	
Altezza utile della sezione	d	=	248	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.90	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.59	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-0.03	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	145.25	kN
Resistenza ultima a taglio (V_{Rd} ≥ V_{Rd,min})	V_{Rd}	=	145.25	kN

VERIFICA SODDISFATTA:
 non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.2.4 Direzione 2 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \emptyset 12 mm posizionati a 4.6 cm da intradosso
 5 \emptyset 12 mm posizionati a 25.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -29.1 (kN.m)

Sforzo normale = 0.7 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.18 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 220.54 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 23.4 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -26.4 (KN.m)
 Sforzo normale = 2.7 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.79 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 201.83 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 23.4 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -18.6 (KN.m)
 Sforzo normale = 9.6 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.67 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 149.55 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.4 (cm)
 Braccio di leva interno = 23.3 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = -26.36 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 2.65 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 16141.71$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 8.39E-03$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -48.24$ (KN.m) > -26.36

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = -18.60 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 9.62 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 16141.71$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.03$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -47.88$ (KN.m) > -18.60

13.2.5 Direzione 1 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale
 TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 24.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 35547.1 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 50.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione ϵ_{cu} = 0.3500 %
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione ϵ_{cm} = 0.2000 %
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
 Allungamento ultimo acciaio normale ϵ_{ud} = 0.9 ϵ_{uk} = 6.750 %
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c = 1.500
 Coefficiente di sicurezza acciaio γ_s = 1.150
 Termine di lunga durata α_{cc} = 0.850
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica f_{ck}/R_{ck} = 0.830
 Resistenza di progetto calcestruzzo f_{cd} = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$ = 0.47 R_{ck}
 Resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} = f_{yk}/γ_s = 0.87 f_{yk}
 Rapporto di sovraresistenza acciaio normale k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 23.52 (N/mm²)
 Acciaio normale f_{yd} = 391.30 (N/mm²) - k_{fyd} = 469.57 (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 29.1 (KN.m)
 Sforzo di Progetto N_d = 28.6 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 2.3 (cm)
 Momento di Rottura M_r = 62.7 (KN.m)
 Sforzo di Rottura N_r = 28.6 (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto M_r/M_d = 2.155

13.2.6 Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	98.86	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	-11.53	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro staffe minime da normativa/scelte	ϕ_w	=	12	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0024	--

Distanza tra i ferri longitudinali		=	0	
Altezza utile della sezione	d	=	236	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.92	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.60	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	141.63	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	141.63	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.2.7 Direzione 1 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso

5 ϕ 12 mm posizionati a 24.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 21.0 (KN.m)
 Sforzo normale = 21.4 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.39 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 186.37 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.2 (cm)
 Braccio di leva interno = 22.0 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 18.5 (KN.m)
 Sforzo normale = 22.3 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.98 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 167.39 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.1 (cm)
 Braccio di leva interno = 22.0 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 10.9 (KN.m)
 Sforzo normale = 25.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.76 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 110.30 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 21.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = 18.48 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 22.27 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15893.44$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.07$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 46.51$ (KN.m) > 18.48

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = 10.92 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 24.99 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15893.44$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.08$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 46.37$ (KN.m) > 10.92

13.3 Parete XZ y=460 cm

13.3.1 Sollecitazioni massime di verifica

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLU sono indicate nella tabella sotto.

SLU - SLV						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	5769	SLV-05	342.84	9.33	6.61
	Min_F11	5772	SLV-08	-334.97	-5.63	-18.71
	Max_M11	6563	SLV-16	-61.42	18.65	-39.28
	Min_M11	6563	SLU-02	50.13	-20.73	44.46
	Max_V13	6143	SLV-19	-43.69	17.98	53.28
	Min_V13	6563	SLV-20	-44.94	18.02	-53.75

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	6191	SLV-08	39.36	-4.04	11.59
	Min_F22	6200	SLV-06	-213.53	1.90	-6.85
	Max_M22	5752	SLV-20	-28.26	44.52	83.12
	Min_M22	6344	SLV-20	-24.57	-25.05	1.64
	Max_V23	5716	SLV-20	-22.57	38.96	83.23
	Min_V23	5781	SLV-20	-14.05	9.37	-67.11

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLE sono indicate invece nelle tabelle seguenti:

SLE - COMBINAZIONI RARE					
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	6181	SLE-RARA-02	76.41	3.92
	Min_F11	5775	SLE-RARA-17	-73.44	0.82
	Max_M11	6563	SLE-RARA-11	-37.34	11.77
	Min_M11	6563	SLE-RARA-02	36.91	-15.23

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	5818	SLE-RARA-02	28.05	2.70
	Min_F22	6199	SLE-RARA-02	-150.74	3.03
	Max_M22	5755	SLE-RARA-20	-64.49	25.12
	Min_M22	6353	SLE-RARA-04	-58.40	-12.94

SLE - COMBINAZIONI FREQUENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11		6181	SLE-FR-02	72.10	3.85
	Min_F11		5775	SLE-FR-17	-64.08	0.63
	Max_M11		6563	SLE-FR-11	-34.59	10.95
	Min_M11		6563	SLE-FR-02	35.92	-14.64

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22		5818	SLE-FR-02	26.86	2.46
	Min_F22		6199	SLE-FR-02	-138.09	2.64
	Max_M22		5758	SLE-FR-20	-59.43	23.52
	Min_M22		6353	SLE-FR-04	-52.70	-11.98

SLE - COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11		6181	SLE-QP-02	59.18	3.63
	Min_F11		5761	SLE-QP-12	-39.55	2.49
	Max_M11		6563	SLE-QP-10	-26.34	8.51
	Min_M11		6563	SLE-QP-02	32.95	-12.89

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22		5818	SLE-QP-02	23.28	1.76
	Min_F22		6199	SLE-QP-02	-100.13	1.45
	Max_M22		5761	SLE-QP-15	-44.46	18.73
	Min_M22		6354	SLE-QP-10	-30.69	-9.18

13.3.2 Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.4 cm da intradosso

5 ϕ 12 mm posizionati a 24.6 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

80

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:



Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 35547.1 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 50.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 23.52 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= 44.5 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 0.0 (KN)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 2.4 (cm)
Momento di Rottura M_r	= 66.3 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= -0.1 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 1.489

13.3.3 Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	83.23	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	38.96	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
-----------------------	-----	---	------------	----

Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro spilli	ϕ_w	=	8	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0023	--

Distanza tra i ferri longitudinali		=	0	
Altezza utile della sezione	d	=	240	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.90	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.59	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	146.22	kN
Resistenza ultima a taglio (V_{Rd} ≥ V_{Rd,min})	V_{Rd}	=	143.16	kN

VERIFICA SODDISFATTA:
 non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.3.4 Direzione 2 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.4 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 24.6 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 25.1 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.88 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 195.85 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 22.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 23.5 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.64 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 183.38 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 22.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 18.7 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.90 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 146.03 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 22.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = 23.52 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15972.82$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 47.87$ (KN.m) > 23.52

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = 18.73 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15972.82$ (cm³)
 tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 47.87$ (KN.m) > 18.73

13.3.5 Direzione 1 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 6.6 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 23.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
 Modulo Elastico calcestruzzo = 35547.1 (N/mm²)
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 50.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
 Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
 Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
 Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
 Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
 Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
 Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
 Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
 Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
 Rapporto di sovraresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 23.52 (N/mm²)
 Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = -20.7$ (KN.m)
 Sforzo di Progetto $N_d = 50.1$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 2.2 (cm)
 Momento di Rottura $M_r = -59.9$ (KN.m)
 Sforzo di Rottura $N_r = 50.1$ (KN)
 Rottura nel Dominio 3
 Rapporto $M_r/M_d = 2.888$

13.3.6 Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	53.75	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	18.02	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro arm. Verticale + diametro spilli	ϕ_w	=	20	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	--
Distanza tra i ferri longitudinali			0	
Altezza utile della sezione	d	=	228	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.94	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.61	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	138.54	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	138.54	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.3.7 Direzione 1 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \emptyset 12 mm posizionati a 6.6 cm da intradosso

5 \emptyset 12 mm posizionati a 23.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -15.2 (KN.m)
 Sforzo normale = 36.9 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.67 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 159.76 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.1 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -14.6 (KN.m)
 Sforzo normale = 35.9 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.57 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 153.95 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.7 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.1 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -12.9 (KN.m)
 Sforzo normale = 33.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.26 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 136.90 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.1 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = -14.64 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 35.92 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15744.82$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.11$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -45.39$ (KN.m) > -14.64

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = -12.89 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 32.95 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15744.82$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.10$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -45.54$ (KN.m) > -12.89

13.4 Parete YZ x=0 cm

13.4.1 Sollecitazioni massime di verifica

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLU sono indicate nella tabella sotto:

SLU - SLV						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	7248	SLV-08	115.22	1.31	3.77
	Min_F11	7248	SLV-05	-130.18	0.43	1.12
	Max_M11	7194	SLV-17	-65.25	19.02	37.39
	Min_M11	7193	SLU-02	53.50	-20.07	-43.20
	Max_V13	7193	SLV-13	-44.81	17.57	52.72
	Min_V13	7373	SLV-14	-43.98	17.16	-53.38

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	7245	SLV-06	46.76	1.31	0.69
	Min_F22	7257	SLU-02	-143.80	8.76	10.17
	Max_M22	6034	SLU-08	-107.42	29.97	66.63
	Min_M22	7274	SLV-13	-32.94	-17.50	-5.81
	Max_V23	6034	SLV-13	-50.00	27.79	71.57
	Min_V23	6036	SLV-13	-28.75	15.50	-60.79

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLE sono indicate invece nelle tabelle seguenti:

SLE - COMBINAZIONI RARE					
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	7245	SLE-RARA-02	71.65	7.69
	Min_F11	6021	SLE-RARA-06	-45.82	1.38
	Max_M11	7193	SLE-RARA-06	-36.71	11.44
	Min_M11	7193	SLE-RARA-02	39.36	-14.74

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	7369	SLE-RARA-02	29.11	2.43
	Min_F22	7257	SLE-RARA-02	-103.80	6.23
	Max_M22	6034	SLE-RARA-08	-78.22	22.10
	Min_M22	7283	SLE-RARA-08	-64.16	-9.62

SLE - COMBINAZIONI FREQUENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	7245		SLE-FR-02	67.29	7.23
	Min_F11	6021		SLE-FR-06	-40.13	1.17
	Max_M11	7193		SLE-FR-06	-34.10	10.65
	Min_M11	7193		SLE-FR-02	38.12	-14.15

SLE - COMBINAZIONI FREQUENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	7369		SLE-FR-02	28.05	2.23
	Min_F22	7257		SLE-FR-02	-91.54	5.08
	Max_M22	6034		SLE-FR-08	-71.85	20.60
	Min_M22	7283		SLE-FR-08	-57.34	-8.90

SLE - COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	7245		SLE-QP-02	54.21	5.88
	Min_F11	7193		SLE-QP-04	-26.39	8.19
	Max_M11	7193		SLE-QP-05	-26.25	8.27
	Min_M11	7193		SLE-QP-02	34.40	-12.39

SLE - COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	7369		SLE-QP-02	24.88	1.61
	Min_F22	7257		SLE-QP-02	-54.78	1.61
	Max_M22	6034		SLE-QP-07	-52.75	16.12
	Min_M22	7283		SLE-QP-07	-36.86	-6.77

13.4.2 Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.4 cm da intradosso
5 ϕ 12 mm posizionati a 24.6 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 35547.1 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 50.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 23.52 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= 30.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 0.0 (KN)
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 2.4 (cm)
Momento di Rottura M_r	= 66.3 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= -0.1 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 2.212

13.4.3 Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	71.57	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	27.79	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
Copriferro netto	c	=	40	mm

Diametro spilli	ϕ_w	=	8	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0024	--

Distanza tra i ferri longitudinali		=	0	
Altezza utile della sezione	d	=	240	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.91	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.60	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	143.16	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	143.16	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.4.4 Direzione 2 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 $\emptyset 12$ mm posizionati a 5.4 cm da intradosso
 5 $\emptyset 12$ mm posizionati a 24.6 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 22.1 (KN.m)
 Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo	=	-3.42 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	=	172.31 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	5.6 (cm)
Braccio di leva interno	=	22.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento	=	20.6 (KN.m)
Sforzo normale	=	0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo	=	-3.18 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	=	160.61 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	5.6 (cm)
Braccio di leva interno	=	22.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento	=	16.1 (KN.m)
Sforzo normale	=	0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo	=	-2.49 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	=	125.68 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	5.6 (cm)
Braccio di leva interno	=	22.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.60 (N/mm ²)
tensione di formazione della fessura	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 =$	3.00 (N/mm ²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto	M =	20.60 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	N =	0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} =$	3158.34 (cm ²)	;	$W_{omog} =$	15972.82 (cm ³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} =$	0.00 (N/mm ²)			
	($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} =$	0.00 cm)			
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} =$	47.87 (KN.m)	>	20.60	

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto	M =	16.12 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	N =	0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} =$	3158.34 (cm ²)	;	$W_{omog} =$	15972.82 (cm ³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} =$	0.00 (N/mm ²)			
	($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} =$	0.00 cm)			
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} =$	47.87 (KN.m)	>	16.12	

13.4.5 Direzione 1 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 6.6 cm da intradosso
 TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

5 ϕ 12 mm posizionati a 23.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 35547.1 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 50.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 23.52 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= -20.1 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 53.5 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 2.2 (cm)
Momento di Rottura M_r	= -59.5 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= 53.5 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 2.963

13.4.6 Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	53.38	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	0.00	kN

Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	M (V_{Ed}) = 17.16 kNm
--	--

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h = 300 mm
Copriferro netto	c = 40 mm
Diametro arm. long. Dir.2 + diametro spilli	$\phi_w = 20$ mm
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000$ mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	$\emptyset = 12$ mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	$\emptyset = 0$ mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n = 5.00 --
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n = 0.00 --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{st} = 565$ mm²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0025$ --

Distanza tra i ferri longitudinali	0
Altezza utile della sezione	d = 228 mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k = 1.94 --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.61$ N/mm²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.00$ N/mm²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 138.54$ kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 138.54$ kN

VERIFICA SODDISFATTA:
 non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.4.7 Direzione 1 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 $\emptyset 12$ mm posizionati a 6.6 cm da intradosso
 5 $\emptyset 12$ mm posizionati a 23.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -14.7 (KN.m)
 Sforzo normale = 39.4 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.58 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 158.24 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.0 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -14.2 (KN.m)
 Sforzo normale = 38.1 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.48 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 152.20 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.0 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -12.4 (KN.m)
 Sforzo normale = 34.4 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.17 (N/mm²)
 Trazione massima nell'acciaio = 134.29 (N/mm²)
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.6 (cm)
 Braccio di leva interno = 20.0 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60$ (N/mm²)
 tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.00$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto M = -14.15 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 38.12 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15744.82$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.12$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -45.28$ (KN.m) > -14.15

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto M = -12.39 (KN.m)
 Sforzo assiale di progetto N = 34.40 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 3158.34$ (cm²) ; $W_{omog} = 15744.82$ (cm³)
 tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.11$ (N/mm²)
 ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
 momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -45.47$ (KN.m) > -12.39

13.5 Parete XZ Centrale

13.5.1 Sollecitazioni massime di verifica

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLU sono indicate nella tabella sotto.

SLU - SLV						
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	6123	SLU-02	59.07	0.08	0.47
	Min_F11	6138	SLU-12	-106.53	0.00	-0.13
	Max_M11	6120	SLV-06	-4.23	11.05	17.68
	Min_M11	6120	SLV-07	16.75	-11.03	-17.69
	Max_V13	6126	SLV-06	-6.92	0.20	44.70
	Min_V13	6126	SLV-07	22.74	-0.24	-44.49

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	6136	SLV-40	-4.63	4.00	-1.53
	Min_F22	6138	SLU-02	-859.05	-0.05	-0.17
	Max_M22	6100	SLV-08	-73.77	46.23	58.65
	Min_M22	6100	SLV-05	-75.19	-45.96	-58.41
	Max_V23	6100	SLV-08	-73.77	46.23	58.65
	Min_V23	6103	SLV-05	-75.90	-45.87	-58.43

Le sollecitazioni massime considerate per le verifiche agli SLE sono indicate invece nelle tabelle seguenti:

SLE - COMBINAZIONI RARE					
	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	6123	SLE-RARA-02	43.49	0.06
	Min_F11	6138	SLE-RARA-12	-76.99	0.00
	Max_M11	6120	SLE-RARA-16	-1.29	1.51
	Min_M11	6084	SLE-RARA-20	-0.29	-1.59

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	6126	SLE-RARA-03	-18.21	0.02
	Min_F22	6138	SLE-RARA-02	-622.62	-0.03
	Max_M22	6094	SLE-RARA-20	-106.60	4.02
	Min_M22	6081	SLE-RARA-20	-71.25	-4.40

SLE - COMBINAZIONI FREQUENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	6123		SLE-FR-02	42.32	0.05
	Min_F11	6138		SLE-FR-12	-67.48	0.00
	Max_M11	6120		SLE-FR-16	0.53	1.36
	Min_M11	6084		SLE-FR-20	1.04	-1.44

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	6126		SLE-FR-03	-18.21	0.02
	Min_F22	6138		SLE-FR-02	-560.90	-0.03
	Max_M22	6094		SLE-FR-20	-95.40	3.64
	Min_M22	6081		SLE-FR-20	-61.11	-4.02

SLE - COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI						
		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	6126		SLE-QP-02	39.34	-0.02
	Min_F11	6138		SLE-QP-02	-41.26	0.00
	Max_M11	6120		SLE-QP-13	6.00	0.92
	Min_M11	6084		SLE-QP-15	5.02	-1.00

		AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	6126		SLE-QP-04	-17.40	0.02
	Min_F22	6138		SLE-QP-02	-375.73	-0.02
	Max_M22	6094		SLE-QP-15	-61.79	2.49
	Min_M22	6081		SLE-QP-02	-44.34	-2.91

13.5.2 Direzione 2 – Verifica allo SLU per presso-flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
 Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
 h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 5.4 cm da intradosso
 5 ϕ 12 mm posizionati a 24.6 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

Modulo Elastico calcestruzzo	= 35547.1 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 50.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 23.52 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k_{f_{yd}} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= 46.2 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 2.4 (cm)
Momento di Rottura M_r	= 66.3 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= -0.1 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 1.434

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d	= 0.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= -859.1 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 5.6 (cm)
Momento di Rottura M_r	= 158.8 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= -858.7 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 0.0 < 1.00

13.5.3 Direzione 2 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	58.65	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	46.23	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro spilli	ϕ_w	=	8	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0024	--
Distanza tra i ferri longitudinali			0	
Altezza utile della sezione	d	=	240	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.91	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.60	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	143.16	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	143.16	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

13.5.4 Direzione 2 – Verifiche agli SLE

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \emptyset 12 mm posizionati a 5.4 cm da intradosso

5 \emptyset 12 mm posizionati a 24.6 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 0.0 (KN.m)
Sforzo normale = -622.6 (KN)

La sezione non si parzializza

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.97 (N/mm²)
Compressione minima nel calcestruzzo = -1.97 (N/mm²)

13.5.5 Direzione 1 – Verifica allo SLU per flessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 30.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 12 mm posizionati a 6.6 cm da intradosso
5 ϕ 12 mm posizionati a 23.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 1131.0 (mm²) a 15.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 35547.1 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 50.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 540.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 23.52 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $k_n f_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

TO.01 – Relazione tecnica e di calcolo

99

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:



Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 11.1 (KN.m)

Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 2.4 (cm)

Momento di Rottura M_r = 65.9 (KN.m)

Sforzo di Rottura N_r = -4.E-02 (KN)

Rottura nel Dominio 3

Rapporto M_r/M_d = 5.964

13.5.6 Direzione 1 – Verifica allo SLU per taglio

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	23.52	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	44.49	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	-22.74	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza della sezione	h	=	300	mm
Copriferro netto	c	=	40	mm
Diametro arm. dir.2 + diametro spilli	ϕ_w	=	20	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali strato 1	\emptyset	=	12	mm
Diametro ferri longitudinali strato 2	\emptyset	=	0	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 1	n	=	5.00	--
Numero tondini longitudinali utilizzati strato 2	n	=	0.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	565	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0025	--
Distanza tra i ferri longitudinali			0	
Altezza utile della sezione	d	=	228	mm

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.94	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.61	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	-0.10	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	135.13	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	135.13	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

14 VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI

I risultati ottenuti a seguito di analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo devono essere sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti. In particolare, si verificheranno i risultati in termini di reazioni vincolari in funzione dei carichi applicati.

Controllo delle reazioni vincolari

In riferimento al peso proprio del manufatto ed al ricoprimento di terreno posto al di sopra della soletta superiore, si confronterà il valore totale di tali carichi calcolati manualmente con la somma delle reazioni vincolari verticali ottenute dal programma di calcolo nel caso di carico in esame. Viene pertanto di seguito riportato il calcolo manuale dei carichi suddetti.

Calcolo manuale peso proprio vasca

γ_{cls}	=	25	kN/m ³	Peso c.a./unità di volume
Fondazione				
S_{fond}	=	0.40	m	Spessore platea di fondazione
L_{x-fond}	=	11.10	m	Lunghezza fondazione
L_{y-fond}	=	4.90	m	Larghezza fondazione
PP_{fond}	=	543.90	kN	Peso proprio fondazione
Pareti				
S_{par}	=	0.30	m	Spessore pareti
h_{par}	=	3.35	m	Altezza pareti (da mezzeria fondazione a mezzeria soletta superiore)
L_{tot}	=	37.3	m	Lunghezza totale pareti
A_{fori}	=	0.90	m ²	Area fori
PP_{par}	=	930.41	kN	Peso proprio fondazione
Soletta superiore				
S_{sol}	=	0.30	m	Spessore soletta superiore
L_{x-sol}	=	10.80	m	Lunghezza soletta superiore
L_{y-sol}	=	4.60	m	Larghezza soletta superiore
A_{fori}	=	5.60	m ²	Area fori
PP_{sol}	=	330.60	kN	Peso proprio soletta superiore
<u>Calcolo manuale peso terreno di ricoprimento</u>				
γ_d	=	18	kN/m ³	Peso terreno/unità di volume
h_{ric}	=	0.50	m	Altezza ricoprimento di terreno
L_{x-sol}	=	10.80	m	Lunghezza soletta superiore
L_{y-sol}	=	4.60	m	Larghezza soletta superiore
P_{ric}	=	447.12	kN	Peso proprio soletta superiore
Totale: Peso proprio + ricoprimento				
P_{tot}	=	2252.033	kN	

Prendendo ora in esame il modello di calcolo e considerando la combinazione di carico VER_PESI (uguale alla combinazione lineare di PP e PERM-SUP) la somma delle reazioni verticali delle molle disposte nei vertici di ogni *Shell* vale **2252.038** kN.

La differenza tra i due valori, quello ottenuto tramite codice di calcolo e quello valutato manualmente, è dettata esclusivamente da errori di troncamento e pertanto l'affidabilità del codice si può ritenere soddisfatta.

Dato il numero elevato di nodi presenti sulla fondazione e quindi anche delle relative reazioni, per brevità si riporta solo la tabella delle "Base Reactions" estratta dal programma di calcolo:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
VER_PESI	Combination	-3.152E-10	4.172E-11	2252.033

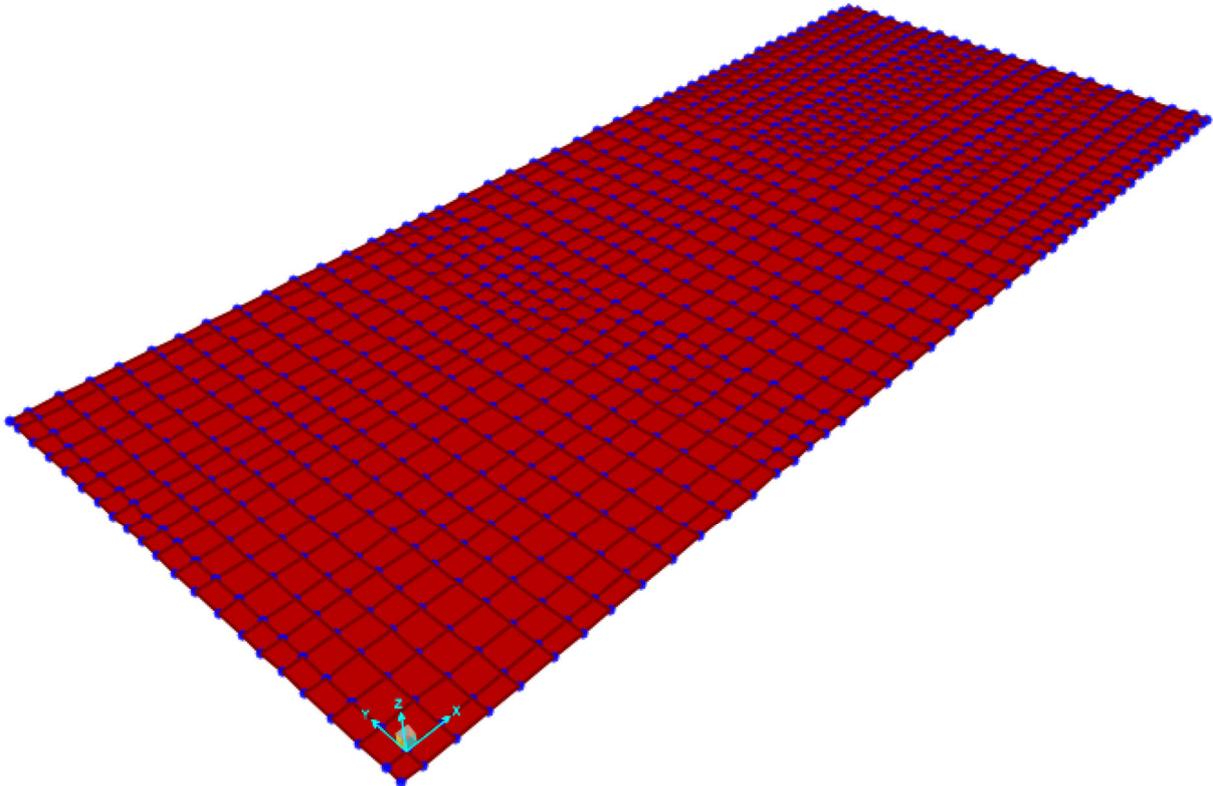


Figura 56 – Platea di fondazione - Modello di calcolo – Vista 3D elementi Shell

15 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante della fondazione risulta soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione massima sul terreno risulta maggiore di 1.00.

$$q_{lim} / q_{max} \geq 1.00$$

dove: q_{max} = pressione massima sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen, ridotta di un fattore di sicurezza F_s pari a 2.30

15.1 Azioni globali in fondazione

Il calcolo delle azioni in fondazione in corrispondenza del baricentro della stessa è stato eseguito in automatico grazie all'ausilio del programma di calcolo. Nello specifico, per ogni combinazione allo SLU e SLV sono state estratte le reazioni globali agenti nel baricentro della fondazione, come riportato nelle tabelle seguenti.

Per i due stati limite, al fine di effettuare le verifiche di capacità portante, sono state considerate solo le combinazioni che restituivano:

- N_{max} (Azione assiale massima);
- $M_{x,max+}$ e $M_{x,max-}$ (Momento attorno asse x massimo positivo e negativo);
- $M_{y,max+}$ e $M_{y,max-}$ (Momento attorno asse y massimo positivo e negativo).

Di seguito sono elencate le "Global Reactions" allo SLU.

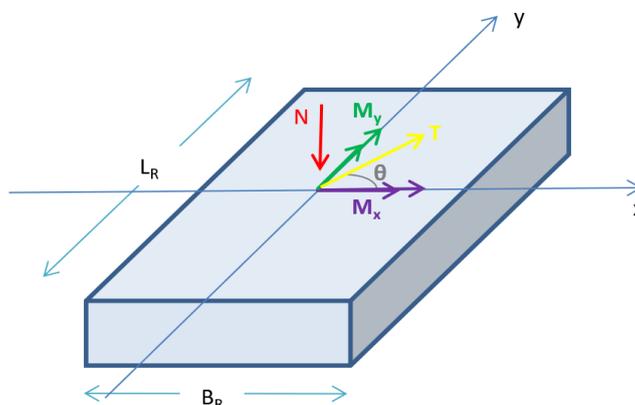
Base Reactions (SLU)							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU-01	Combination	-6.22E-10	7.15E-11	4448.672	15.8438	-61.1345	1.75E-08
SLU-02	Combination	-3.402	17.496	6460.712	7.2902	-69.8096	-78.2703
SLU-03	Combination	6.093	-17.407	3107.312	25.142	-45.411	80.9877
SLU-04	Combination	6.093	-17.407	4448.672	24.3984	-45.4243	81.0568
SLU-05	Combination	-158.502	-17.407	4448.672	24.3984	-276.3219	81.0568
SLU-06	Combination	-158.502	-398.624	4448.672	563.9394	-276.3219	58.848
SLU-07	Combination	-158.502	369.031	4448.672	-517.709	-276.3219	81.0568
SLU-08	Combination	-158.502	-12.185	4448.672	21.832	-276.3219	58.848
SLU-09	Combination	168.859	-17.407	4448.672	24.3984	180.7603	78.9485
SLU-10	Combination	168.859	-398.624	4448.672	563.9394	180.7603	56.7397
SLU-11	Combination	168.859	369.031	4448.672	-517.709	180.7603	78.9485
SLU-12	Combination	168.859	-12.185	4448.672	21.832	180.7603	56.7397
SLU-13	Combination	6.093	-398.624	4448.672	563.9394	-45.4243	58.848
SLU-14	Combination	-158.502	-398.624	4448.672	563.9394	-276.3219	58.848
SLU-15	Combination	168.859	-398.624	4448.672	563.9394	180.7603	56.7397
SLU-16	Combination	4.265	-398.624	4448.672	563.9394	-50.1373	56.7397
SLU-17	Combination	6.093	369.031	4448.672	-517.709	-45.4243	81.0568
SLU-18	Combination	-158.502	369.031	4448.672	-517.709	-276.3219	81.0568
SLU-19	Combination	168.859	369.031	4448.672	-517.709	180.7603	78.9485
SLU-20	Combination	4.265	369.031	4448.672	-517.709	-50.1373	78.9485

Le "Global Reactions" per le combinazioni allo SLV sono invece riportate nella tabella sotto.

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLV-01	Combination	-977.370	-501.673	4088.853	884.226	-1843.554	0.778
SLV-02	Combination	-977.370	504.150	4088.853	-863.256	-1843.554	7.810
SLV-03	Combination	980.803	-501.673	4088.853	884.226	1760.722	-7.579
SLV-04	Combination	980.803	504.150	4088.853	-863.256	1760.722	-0.548
SLV-05	Combination	-310.214	-1822.651	4088.853	3032.290	-612.382	-14.333
SLV-06	Combination	314.034	-1822.651	4088.853	3032.290	530.536	-16.842
SLV-07	Combination	-310.214	1827.118	4088.853	-3012.293	-612.382	9.090
SLV-08	Combination	314.034	1827.118	4088.853	-3012.293	530.536	6.581
SLV-09	Combination	-310.214	-499.931	4433.487	880.699	-613.890	-1.474
SLV-10	Combination	-280.323	505.891	4433.487	-866.783	-513.753	5.575
SLV-11	Combination	284.143	-499.931	4433.487	880.699	428.891	-4.000
SLV-12	Combination	314.034	505.891	4433.487	-866.783	529.028	3.049
SLV-13	Combination	-929.442	-464.254	2542.384	829.500	-1782.639	62.381
SLV-14	Combination	-929.442	439.958	2542.384	-795.441	-1782.639	65.788
SLV-15	Combination	938.468	-464.254	2542.384	829.500	1714.068	54.659
SLV-16	Combination	938.468	439.958	2542.384	-795.441	1714.068	58.066
SLV-17	Combination	-294.072	-1375.180	2542.384	2484.087	-589.609	55.728
SLV-18	Combination	303.098	-1375.180	2542.384	2484.087	521.038	53.409
SLV-19	Combination	-294.072	1350.884	2542.384	-2450.028	-589.609	67.068
SLV-20	Combination	303.098	1350.884	2542.384	-2450.028	521.038	64.750
SLV-21	Combination	-294.072	-462.512	2756.191	825.973	-591.117	60.129
SLV-22	Combination	-264.180	441.699	2756.191	-798.968	-490.980	63.553
SLV-23	Combination	273.206	-462.512	2756.191	825.973	419.393	57.794
SLV-24	Combination	303.098	441.699	2756.191	-798.968	519.530	61.218
SLV-25	Combination	-901.267	-425.765	3883.403	732.998	-1632.832	0.604
SLV-26	Combination	-901.267	426.749	3883.403	-707.623	-1632.832	7.629
SLV-27	Combination	904.701	-425.765	3883.403	732.998	1549.607	-7.805
SLV-28	Combination	904.701	426.749	3883.403	-707.623	1549.607	-0.781
SLV-29	Combination	-268.985	-1711.870	3883.403	2764.237	-518.485	-14.525
SLV-30	Combination	272.805	-1711.870	3883.403	2764.237	436.247	-17.048
SLV-31	Combination	-268.985	1714.844	3883.403	-2739.834	-518.485	8.890
SLV-32	Combination	272.805	1714.844	3883.403	-2739.834	436.247	6.367
SLV-33	Combination	-268.985	-425.765	4212.335	734.353	-520.455	-2.129
SLV-34	Combination	-268.985	426.749	4212.335	-706.268	-520.455	4.896
SLV-35	Combination	272.805	-425.765	4212.335	734.353	434.277	-4.651
SLV-36	Combination	272.805	426.749	4212.335	-706.268	434.277	2.373
SLV-37	Combination	-853.339	-388.346	2336.935	678.273	-1571.916	62.207
SLV-38	Combination	-853.339	362.557	2336.935	-639.809	-1571.916	65.607
SLV-39	Combination	862.365	-388.346	2336.935	678.273	1502.953	54.434
SLV-40	Combination	862.365	362.557	2336.935	-639.809	1502.953	57.833

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLV-41	Combination	-252.843	-1264.399	2336.935	2216.034	-495.712	55.535
SLV-42	Combination	261.869	-1264.399	2336.935	2216.034	426.749	53.203
SLV-43	Combination	-252.843	1238.610	2336.935	-2177.570	-495.712	66.868
SLV-44	Combination	261.869	1238.610	2336.935	-2177.570	426.749	64.536
SLV-45	Combination	-252.843	-388.346	2535.039	679.627	-497.682	59.474
SLV-46	Combination	-252.843	362.557	2535.039	-638.454	-497.682	62.874
SLV-47	Combination	261.869	-388.346	2535.039	679.627	424.779	57.142
SLV-48	Combination	261.869	362.557	2535.039	-638.454	424.779	60.542

Le verifiche riportate nel seguente paragrafo verranno effettuate con le reazioni massime ottenute dalle precedenti tabelle non riferite al sistema di riferimento del programma di calcolo ma al seguente sistema di riferimento:



Con $B_R=4.90$ m e $L_R=11.10$ m.

15.2 Verifiche – Condizione Drenata

Caratteristiche della fondazione

Larghezza (direzione x)	B _R	4.90	m
Lunghezza (direzione y)	L _R	11.10	m

Caratteristiche del terreno di fondazione

Peso terreno di fondazione	γ_{fond}	19	kN/m ³
Angolo di attrito terreno di fond.	ϕ_{fond}	32	°
Angolo di attrito terreno di fond. parzializ.	ϕ_{fondd}	26.56	°
Coazione terreno di fond.	c	18	kN/m ²
Coazione terreno di fond. parzializzata	c _d	14.40	kN/m ²
Comportamento del terreno di fondazione	Coesivo e attritivo		
Approfondimento della fondazione	D	1	
Utilizzare l'approfondimento della fondazione per il calcolo di q _{lim} (q e d _i)?		no	
Angolo di inclinazione piano fondazione	η	0	°
Angolo di inclinazione piano campagna	ω	0	°

15.2.1 Azione assiale massima

Solicitazioni di progetto	Approccio 2 (A1+M1+R3)		
	SLU	SLV	
	SLU-02	SLV-09	
Momento rispetto l'asse y - M _y	-7.2902	-880.6986	kNm
Momento rispetto l'asse x - M _x	-69.8096	-613.8896	kNm
Azione assiale - N	6460.71	4433.49	kN
Forza di taglio - T	17.82	588.36	kN
Direzione della forza di taglio - θ	191.00	-31.820	°

	Approccio 2 (A1+M1+R3)	
	SLU	SLV
N _{Ed} [kN]	6461	4433
N _{Rd} [kN]	49957	46862
N _{Rd} / N _{Ed} [-]	7.73	10.57

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)			Approccio 2 (A1+M1+R3)		
			Comb. SLU	Comb. SLV	
Sollecitazioni sul concio a base fondazione	M_y	[kNm]	-7.29	-880.70	
	M_x	[kNm]	-69.81	-613.89	
	N	[kN]	6460.71	4433.49	
	T	[kN]	17.82	588.36	
	θ	[°]	191.00	-31.82	
	e_x	[m]	0.00	-0.20	
	e_y	[m]	-0.01	-0.14	
Caratteristiche geometriche della fondazione	B_{REALE}	[m]	4.90	4.90	
	$B_{CALCOLO}$	[m]	4.90	5.30	
	L_{REALE}	[m]	11.10	11.10	
	$L_{CALCOLO}$	[m]	11.12	11.38	
	D	[m]	1.00	1.00	
	q'	[kN/m ²]	19.00	19.00	
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	ϕ	[°]	32.00	32.00	
	c	[kN/m ²]	18.00	18.00	
	γ_{fond}	[kN/m ³]	19.00	19.00	
	η	[°]	0.00	0.00	
	ω	[°]	0.00	0.00	
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	$q_{LIM-attr.}$	[kN/m ²]	907.26	758.84	
	$q_{LIM-coes.}$	[kN/m ²]	709.13	606.37	
	$q_{LIM-car.lat.}$	[kN/m ²]	491.07	423.21	
	q_{LIM}	[kN/m ²]	2107.47	1788.42	
	F_s	[-]	2.30	2.30	
	q_d	[kN/m ²]	916.29	777.57	
	N_{Rd}	[kN]	49957.03	46861.95	
Coefficiente di sicurezza			[-]	7.73	10.57

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER TERRENI COESIVI E ATTRITIVI (CONDIZIONE DRENATA) - DA BOWLES		Approccio 2 (A1+M1+R3)	
		Comb. SLU	Comb. SLV
Coefficients di capacità portante	N_q	23.18	23.18
	N_c	35.49	35.49
	N_γ	20.79	20.79
Coefficients di forma della fondazione	S_γ	0.94	0.94
	S_q	1.12	1.13
	S_c	1.11	1.12
Coefficients di affondamento	d_q	1.00	1.00
	d_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del carico (θ)	m_x	1.69	1.68
	m_y	1.31	1.32
	m	1.68	1.58
	i_c	1.00	0.85
	i_γ	0.99	0.77
	i_q	1.00	0.85
Coefficients di inclinazione della base di fondazione	b_γ	1.00	1.00
	b_q	1.00	1.00
	b_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del piano campagna	g_γ	1.00	1.00
	g_q	1.00	1.00
	g_c	1.00	1.00

15.2.2 Momento massimo negativo attorno x

Sollecitazioni di progetto	Approccio 2 (A1+M1+R3)		
	SLU	SLV	
	SLU-11	SLV-08	
Momento rispetto l'asse y - M_y	517.709	3012.293	kNm
Momento rispetto l'asse x - M_x	180.7603	530.5356	kNm
Azione assiale - N	4448.67	4088.85	kN
Forza di taglio - T	405.83	1853.91	kN
Direzione della forza di taglio - θ	155.41	170.25	°

	Approccio 2 (A1+M1+R3)	
	SLU	SLV
N_{Ed} [kN]	4449	4089
N_{Rd} [kN]	39979	11498
N_{Rd} / N_{Ed} [-]	8.99	2.81

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)			Approccio 2 (A1+M1+R3)	
			Comb. SLU	Comb. SLV
Sollecitazioni sul concio a base fondazione	M_y [kNm]		517.71	3012.29
	M_x [kNm]		180.76	530.54
	N [kN]		4448.67	4088.85
	T [kN]		405.83	1853.91
	θ [°]		155.41	170.25
	e_x [m]		0.12	0.74
	e_y [m]		0.04	0.13
Caratteristiche geometriche della fondazione	B_{REALE} [m]		4.90	4.90
	$B_{CALCOLO}$ [m]		4.67	3.43
	L_{REALE} [m]		11.10	11.10
	$L_{CALCOLO}$ [m]		11.02	10.84
	D [m]		1.00	1.00
	q' [kN/m ²]		19.00	19.00
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	ϕ [°]		32.00	32.00
	c [kN/m ²]		18.00	18.00
	γ_{fond} [kN/m ³]		19.00	19.00
	η [°]		0.00	0.00
	ω [°]		0.00	0.00
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	$q_{LIM-attr.}$ [kN/m ²]		722.72	191.14
	$q_{LIM-coes.}$ [kN/m ²]		628.08	300.98
	$q_{LIM-car.lat.}$ [kN/m ²]		437.22	219.80
	q_{LIM} [kN/m ²]		1788.01	711.91
	F_s [-]		2.30	2.30
	q_d [kN/m ²]		777.40	309.53
	N_{Rd} [kN]		39979.38	11497.62
Coefficiente di sicurezza			8.99	2.81

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER TERRENI COESIVI E ATTRITIVI (CONDIZIONE DRENATA) - DA BOWLES		Approccio 2 (A1+M1+R3)	
		Comb. SLU	Comb. SLV
Coefficients di capacità portante	N _q	23.18	23.18
	N _c	35.49	35.49
	N _g	20.79	20.79
Coefficients di forma della fondazione	s _g	0.95	0.96
	s _q	1.11	1.09
	s _c	1.11	1.08
Coefficients di affondamento	d _q	1.00	1.00
	d _c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del carico (θ)	m _x	1.70	1.76
	m _y	1.30	1.24
	m	1.63	1.74
	i _c	0.89	0.44
	i _g	0.83	0.29
	i _q	0.89	0.46
Coefficients di inclinazione della base di fondazione	b _g	1.00	1.00
	b _q	1.00	1.00
	b _c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del piano campagna	g _g	1.00	1.00
	g _q	1.00	1.00
	g _c	1.00	1.00

15.2.3 Momento massimo positivo attorno x

Sollecitazioni di progetto	Approccio 2 (A1+M1+R3)		
	SLU	SLV	
	SLU-10	SLV-06	
Momento rispetto l'asse y - M _y	-563.94	-3032.29	kNm
Momento rispetto l'asse x - M _x	180.76	530.54	kNm
Azione assiale - N	4448.67	4088.85	kN
Forza di taglio - T	432.91	1849.51	kN
Direzione della forza di taglio - θ	22.96	9.78	°

	Approccio 2 (A1+M1+R3)	
	SLU	SLV
N _{Ed} [kN]	4448.67	4088.85
N _{Rd} [kN]	45901.55	33932.57
N _{Rd} / N _{Ed} [-]	10.32	8.30

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)			Approccio 2 (A1+M1+R3)	
			Comb. SLU	Comb. SLV
Sollecitazioni sul concio a base fondazione	M_y	[kNm]	-563.94	-3032.29
	M_x	[kNm]	180.76	530.54
	N	[kN]	4448.67	4088.85
	T	[kN]	432.91	1849.51
	θ	[°]	22.96	9.78
	e_x	[m]	-0.13	-0.74
	e_y	[m]	0.04	0.13
Caratteristiche geometriche della fondazione	B_{REALE}	[m]	4.90	4.90
	$B_{CALCOLO}$	[m]	5.15	6.38
	L_{REALE}	[m]	11.10	11.10
	$L_{CALCOLO}$	[m]	11.02	10.84
	D	[m]	1.00	1.00
	q'	[kN/m ²]	19.00	19.00
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	ϕ	[°]	32.00	32.00
	c	[kN/m ²]	18.00	18.00
	γ_{fond}	[kN/m ³]	19.00	19.00
	η	[°]	0.00	0.00
	ω	[°]	0.00	0.00
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	$q_{LIM-attr.}$	[kN/m ²]	787.47	450.00
	$q_{LIM-coes.}$	[kN/m ²]	631.69	394.29
	$q_{LIM-car.lat.}$	[kN/m ²]	440.01	283.58
	q_{LIM}	[kN/m ²]	1859.17	1127.86
	F_s	[-]	2.30	2.30
	q_d	[kN/m ²]	808.33	490.38
	N_{Rd}	[kN]	45901.55	33932.57
Coefficiente di sicurezza			[-]	
			10.32	8.30

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER TERRENI COESIVI E ATTRITIVI (CONDIZIONE DRENATA) - DA BOWLES		Approccio 2 (A1+M1+R3)	
		Comb. SLU	Comb. SLV
Coefficients di capacità portante	N_q	23.18	23.18
	N_c	35.49	35.49
	N_γ	20.79	20.79
Coefficients di forma della fondazione	s_γ	0.94	0.92
	s_q	1.13	1.16
	s_c	1.12	1.15
Coefficients di affondamento	d_q	1.00	1.00
	d_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del carico (θ)	m_x	1.68	1.63
	m_y	1.32	1.37
	m	1.63	1.62
	i_c	0.88	0.54
	i_γ	0.82	0.39
	i_q	0.89	0.56
Coefficients di inclinazione della base di fondazione	b_γ	1.00	1.00
	b_q	1.00	1.00
	b_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del piano campagna	g_γ	1.00	1.00
	g_q	1.00	1.00
	g_c	1.00	1.00

15.2.4 Momento massimo negativo attorno y

Solllecitazioni di progetto	Approccio 2 (A1+M1+R3)		
	SLU	SLV	
	SLU-06	SLV-01	
Momento rispetto l'asse y - M_y	-563.9394	-884.2257	kNm
Momento rispetto l'asse x - M_x	-276.3219	-1843.554	kNm
Azione assiale - N	4448.67	4088.85	kN
Forza di taglio - T	428.980	1098.60	kN
Direzione della forza di taglio - θ	-21.684	-62.83	°

	Approccio 2 (A1+M1+R3)	
	SLU	SLV
N_{Ed} [kN]	4449	4089
N_{Rd} [kN]	46802	41963
N_{Rd} / N_{Ed} [-]	10.52	10.26

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)			Approccio 2 (A1+M1+R3)	
			Comb. SLU	Comb. SLV
Solllecitazioni sul concio a base fondazione	M_y	[kNm]	-564	-884
	M_x	[kNm]	-276	-1844
	N	[kN]	4449	4089
	T	[kN]	429	1099
	θ	[°]	-22	-63
	e_x	[m]	-0.13	-0.22
	e_y	[m]	-0.06	-0.45
Caratteristiche geometriche della fondazione	B_{REALE}	[m]	4.90	4.90
	$B_{CALCOLO}$	[m]	5.15	5.33
	L_{REALE}	[m]	11.10	11.10
	$L_{CALCOLO}$	[m]	11.22	12.00
	D	[m]	1.00	1.00
	q'	[kN/m ²]	19.00	19.00
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	ϕ	[°]	32.00	32.00
	c	[kN/m ²]	18	18
	γ_{fond}	[kN/m ³]	19	19
	η	[°]	0	0
	ω	[°]	0	0
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	$q_{LIM-attr.}$	[kN/m ²]	790.14	608.50
	$q_{LIM-coes.}$	[kN/m ²]	631.18	528.27
	$q_{LIM-car.lat.}$	[kN/m ²]	439.59	371.28
	q_{LIM}	[kN/m ²]	1860.91	1508.05
	F_s	[-]	2.30	2.30
	q_d	[kN/m ²]	809.09	655.67
	N_{Rd}	[kN]	46802	41963
Coefficiente di sicurezza			10.52	10.26

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER TERRENI COESIVI E ATTRITIVI (CONDIZIONE DRENATA) - DA BOWLES		Approccio 2 (A1+M1+R3)	
		Comb. SLU	Comb. SLV
Coefficients di capacità portante	N_q	23.18	23.18
	N_c	35.49	35.49
	N_γ	20.79	20.79
Coefficients di forma della fondazione	s_γ	0.940	0.942
	s_q	1.124	1.120
	s_c	1.119	1.115
Coefficients di affondamento	d_q	1.00	1.00
	d_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del carico (θ)	m_x	1.69	1.69
	m_y	1.31	1.31
	m	1.63	1.39
	i_c	0.88	0.74
	i_γ	0.826	0.613
	i_q	0.89	0.75
Coefficients di inclinazione della base di fondazione	b_γ	1.00	1.00
	b_q	1.00	1.00
	b_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del piano campagna	g_γ	1.00	1.00
	g_q	1.00	1.00
	g_c	1.00	1.00

15.2.5 Momento massimo positivo attorno y

Solicitazioni di progetto	Approccio 2 (A1+M1+R3)		
	SLU	SLV	
	SLU-10	SLV-03	
Momento rispetto l'asse y - M_y	-563.939	-884.226	kNm
Momento rispetto l'asse x - M_x	180.760	1760.722	kNm
Azione assiale - N	4448.672	4088.853	kN
Forza di taglio - T	432.914	1101.658	kN
Direzione della forza di taglio - θ	22.958	62.911	°

	Approccio 2 (A1+M1+R3)	
	SLU	SLV
N_{Ed} [kN]	4449	4089
N_{Rd} [kN]	45902	35127
N_{Rd} / N_{Ed} [-]	10.32	8.59

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)			Approccio 2 (A1+M1+R3)		
			Comb. SLU	Comb. SLV	
Sollecitazioni sul concio a base fondazione	M_y	[kNm]	-563.94	-884.23	
	M_x	[kNm]	180.76	1760.72	
	N	[kN]	4448.67	4088.85	
	T	[kN]	432.91	1101.66	
	θ	[°]	22.96	62.91	
	e_x	[m]	-0.13	-0.22	
	e_y	[m]	0.04	0.43	
Caratteristiche geometriche della fondazione	B_{REALE}	[m]	4.90	4.90	
	$B_{CALCOLO}$	[m]	5.15	5.33	
	L_{REALE}	[m]	11.10	11.10	
	$L_{CALCOLO}$	[m]	11.02	10.24	
	D	[m]	1.00	1.00	
	q'	[kN/m ²]	19.00	19.00	
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	ϕ	[°]	32.00	32.00	
	c	[kN/m ²]	18.00	18.00	
	γ_{fond}	[kN/m ³]	19.00	19.00	
	η	[°]	0.00	0.00	
	ω	[°]	0.00	0.00	
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	$q_{LIM-attr.}$	[kN/m ²]	787.47	583.12	
	$q_{LIM-coes.}$	[kN/m ²]	631.69	526.15	
	$q_{LIM-car.lat.}$	[kN/m ²]	440.01	370.50	
	q_{LIM}	[kN/m ²]	1859.17	1479.77	
	F_s	[-]	2.30	2.30	
	q_d	[kN/m ²]	808.33	643.38	
	N_{Rd}	[kN]	45901.55	35127.33	
Coefficiente di sicurezza			[-]	10.32	8.59

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER TERRENI COESIVI E ATTRITIVI (CONDIZIONE DRENATA) - DA BOWLES		Approccio 2 (A1+M1+R3)	
		Comb. SLU	Comb. SLV
Coefficients di capacità portante	N_q	23.18	23.18
	N_c	35.49	35.49
	N_γ	20.79	20.79
Coefficients di forma della fondazione	s_γ	0.94	0.93
	s_q	1.13	1.14
	s_c	1.12	1.14
Coefficients di affondamento	d_q	1.00	1.00
	d_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del carico (θ)	m_x	1.68	1.66
	m_y	1.32	1.34
	m	1.63	1.41
	i_c	0.88	0.73
	i_γ	0.82	0.59
	i_q	0.89	0.74
Coefficients di inclinazione della base di fondazione	b_γ	1.00	1.00
	b_q	1.00	1.00
	b_c	1.00	1.00
Coefficients di inclinazione del piano campagna	g_γ	1.00	1.00
	g_q	1.00	1.00
	g_c	1.00	1.00