



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

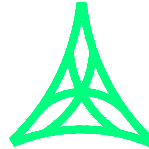
DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



FRIULI venezia giulia
STRaDE S.p.A.

PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Impianti di sollevamento:
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

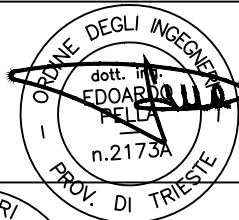
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

11.01 . 00

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

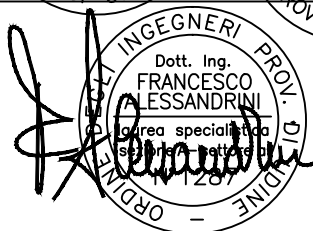
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :
 dott. ing. Edoardo PELLA
 dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :
 dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:
 dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:
 dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
 1207H1101000.doc
 1207H1101000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1.	GENERALITÀ	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
4.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	6
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	6
5.	DATI DI CALCOLO	8
6.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
6.1.	CARICHI VERTICALI.....	9
6.1.1.	PESO PROPRIO STRUTTURA.....	9
6.1.2.	PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO	9
6.2.	DISTORSIONI	9
6.2.1.	VARIAZIONI TERMICHE	9
6.3.	CARICHI MOBILI	9
6.3.1.	SPINTA DELLE TERRE.....	10
6.3.2.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE	10
6.3.3.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	10
7.	ANALISI DELLA STRUTTURA INTERRATA	12
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO	14
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO	14
7.2.	VERIFICA STRUTTURA INTERRATA	15
7.2.1.	PLATEA DI FONDAZIONE	15
7.2.1.1.	Verifica azioni sul terreno	16
7.2.2.	SOLETTA SUPERIORE DI COPERTURA.....	16
7.2.3.	PARETE VERTICALE.....	17
7.2.4.	PARETE VERTICALE.....	19
7.2.5.	PARETE VERTICALE.....	20
8.	ELABORATI DI CALCOLO.....	22

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle strutture delle opere d'arte minori, quali sono le due vasche di pompaggio oggetto del presente elaborato, inserite nell'ambito del Progetto Preliminare del "Collegamento Viario tra la s.s. n°13 e la A23 (s.s. n°56) - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto, dalla s.s. n°13 alla s.s. n° 353.

Le vasche di pompaggio in oggetto sono localizzate alla progressiva 4+600.00 e 5+550.00, lungo l'asse stradale principale della nuova viabilità, e raccolgono le acque meteoriche provenienti dalla nuova sede stradale (posta in trincea).

Entrambe le vasche sono costituite da una struttura scatolare in c.a. interrata, avente dimensione massima in pianta di 7.50x6.50m, ed altezza massima di 6.80m; le pareti verticali, così come la soletta superiore e la platea, hanno spessore costante di 0.50m. La profondità di posa del manufatto è di -6.80m circa dal p.c.

Nella soletta superiore si realizza un foro (per il passaggio delle tubazioni $\Phi 400$ per lo svuotamento della vasca) avente lunghezza massima di 1.45m e larghezza pari a quella della struttura principale (5.50m netti); il ricoprimento medio assunto nei calcoli è di 0.10m; inoltre possono agire sulla soletta i carichi indotti dai veicoli.

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati di output di tutti i calcoli automatici eseguiti, ai quali si rimanda per tutti i calcoli specifici che non risultassero esplicitamente da quanto riportato nel proseguo della presente relazione.

Alla presente relazione sono inoltre allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

<p>Il calcolo di seguito riportato è stato redatto sulla base dell'OPCM 3274 (2003), del DM 16/01/1996 e, per gli aspetti mancanti, dell'EC7. L'aggiornamento/controllo di adeguatezza alle normative vigenti (NTC 2008) viene redatto a parte sul documento "Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo" allegato al progetto.</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- b) D.M. LL. PP. 09 gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- c) CIRC. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al D.M. 09/01/1996".
- d) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- e) Circolare n° 156AA.GG./STC. del 04.07.1996 del Min. LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> di cui al D.M. 16/01/1996".
- f) D.M. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- g) D.M. 2 agosto 1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- h) D.M. 4 maggio 1990 - "Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- i) Circ. LL.PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991- "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- j) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- k) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- l) Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", come modificata ed integrata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, e succ. modif. ed integr.
- m) Delibera Giunta Regionale n. 2325 in data 01 agosto 2003 "Recepimento dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- n) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo delle strutture di fondazione:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad (\text{C25/30})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=15.5 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.14 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 14.9 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 11.2 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC2** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Calcestruzzo delle elevazioni:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C28/35})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Calcestruzzo della soletta superiore:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad (\text{C35/45})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=23.3 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd}=1.49 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 22.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. rara)}$$

$$\sigma_{cls} = 16.8 \text{ N/mm}^2 \text{ (nella c.c. quasi permanente)}$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XF4** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Acciaio da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

Fe B 44 k

controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza:

$$f_{\text{caratt. snerv.}} = 430 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.15$) $f_{yd}=373 \text{ N/mm}^2$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.00$) $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (nelle c.c. rara e quasi permanente)

che soddisfis i seguenti rapporti minimi:

$$\epsilon_{su,k} > 8\%$$

$$1.15 < f_t / f_y < 1.35$$

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$$

4. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione dell'opera appartiene ai terreni della media pianura friulana (depositi alluvionali del Würmiano, compresa tra i conoidi del torrente Corno e del torrente Cormor; è caratterizzata da depositi ghiaiosi con sabbie e presenza estremamente limitata di materiale più fino (limi); lo strato di alterazione superficiale, agricolo o naturale, è di spessore modesto (circa 1.00m) ed essenzialmente di natura limosa, con presenza di grani di ghiaia e poca sabbia.

La falda non presenta interferenze con le fondazioni in esame.

L'area interessata dalle opere in oggetto ricade in zona sismica di tipo 2, ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr.. Si classifica il terreno, ai fini della valutazione degli effetti sismici, come terreno di tipo B ("Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti").

Nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali si adotteranno i seguenti parametri geotecnici minimi:

Ghiaie compatte con sabbia:

Peso di volume:	γ	=	19 kN/m ³
Angolo di attrito:	Φ	=	35°
Coesione:	c	=	0.0 kN/m ²

Per quanto riguarda il terreno di riporto per l'esecuzione del rilevato stradale, si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso di volume:	γ	=	18 kN/m ³
Angolo di attrito:	Φ	=	30°
Angolo di attrito terreno - muro:	δ	=	20°
Coesione:	c	=	0.00 kN/m ²
Coefficiente di spinta attiva ($\Phi=30^\circ$)	K_a	=	0.301
Coefficiente di spinta a riposo ($\Phi=30^\circ$)	K_a	=	0.500

4.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La capacità portante della platea di fondazione viene di seguito calcolata, relativamente allo strato di terreno sul quale insiste la struttura, mediante la formula di Hansen nella sua espressione per terreni incoerenti, per fondazione orizzontale con carico verticale centrato:

$$\sigma_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

con il significato dei termini classico di letteratura, dove i coefficienti N_q e N_γ valgono:

$$N_q = 10.43 (\Phi_d=24.7^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.08 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

Nel calcolo della capacità portante si adotta il coefficiente sul materiale (terreno) proposto nell'Eurocodice 7, in modo da ridurre l'angolo di attrito interno di calcolo:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25$$

Si riporta, di seguito, il calcolo di capacità portante della struttura interrata, la cui platea ha larghezza B pari a 7.9m e lunghezza L di 6.50m, posta a -6.5m circa dal piano campagna superiore (valore minimo).

I coefficienti da inserire nella formula di Hansen assumono i seguenti valori:

Larghezza della fondazione: B = 7.90m

Lunghezza della fondazione: L = 6.50m

Profondità del piano fondazionale: $D = 6.50\text{m}$

Fattori di forma: $s_q = 1.46$
 $s_\gamma = 0.67$

Fattori di profondità: $d_q = 1.26$
 $d_\gamma = 1.00$

Sostituendo, si ottiene:

$$q_{ult} = 1010 + 2240 = 3250 \text{ kPa}$$

5. DATI DI CALCOLO

Le vasche di pompaggio in oggetto hanno dimensioni minime interne di 6.50m di lunghezza, 5.50m di larghezza, ed altezza di 5.30m e 5.80m; il piano di posa è posto ad una profondità di circa -6.3÷-6.8m dal p.c.; lo spessore delle pareti verticali e delle solette è costante pari a 0.50m.

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo della struttura:

Vasca di pompaggio (progr. 4+600.00)

Larghezza interna	5.50	m
Lunghezza interna	6.50	m
Altezza netta interna	5.30	m
Lunghezza soletta di fondazione	7.90	m
Larghezza soletta di fondazione	6.90	m
Spessore soletta di fondazione	0.50	m
Spessore pareti verticali	0.50	m
Spessore soletta superiore	0.50	m
Altezza di rinterro a valle	6.30	m

Vasca di pompaggio (progr. 5+550.00)

Larghezza interna	5.50	m
Lunghezza interna	6.50	m
Altezza netta interna	5.80	m
Lunghezza soletta di fondazione	7.90	m
Larghezza soletta di fondazione	6.90	m
Spessore soletta di fondazione	0.50	m
Spessore pareti verticali	0.50	m
Spessore soletta superiore	0.50	m
Altezza di rinterro a valle	6.80	m

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CARICHI VERTICALI

6.1.1. Peso proprio struttura

Per il calcolo del peso proprio della struttura in c.a. si assume un peso specifico del materiale γ_{cls} pari a 25 kN/m³.

6.1.2. Peso terreno di ricoprimento

Per il calcolo del peso dovuto al terreno di rinfianco ed eventuale ricoprimento della struttura della vasca, si assume un peso specifico del materiale γ_{terr} pari a 18 kN/m³.

L'altezza di ricoprimento media di calcolo è di 0.1m, a cui corrisponde un carico verticale di 2.0 kN/m² circa.

6.2. DISTORSIONI

6.2.1. Variazioni termiche

Considerato che la struttura principale è completamente interrata, non sono stati considerati gli effetti delle azioni termiche.

6.3. CARICHI MOBILI

Viste le dimensioni della soletta superiore, si considerano agenti sulla stessa i carichi mobili q_{1a} e q_{2a} , corrispondenti ad un carico verticale di 840 kN distribuito su 6 impronte di 0.3x0.3m ciascuna.

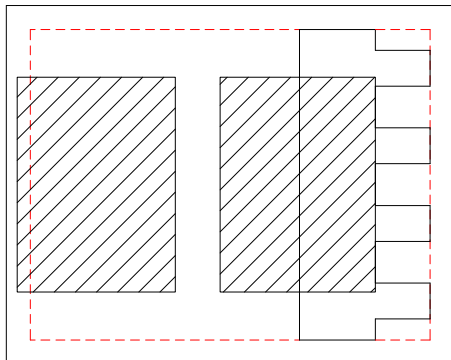
Nell'ipotesi di diffusione a 45° del carico $q_{1a/2a}$ nello spessore del ricoprimento ed in metà dello spessore della soletta, si ottiene un'impronta di carico con le seguenti dimensioni:

$$b1 = 3.30 + 2 \cdot 0.25 = 3.80\text{m} \quad (\text{in senso longitudinale})$$

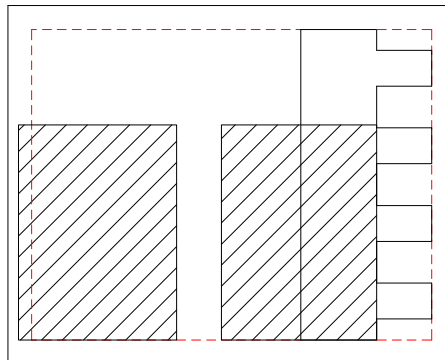
$$b2 = 2.30 + 2 \cdot 0.25 = 2.80\text{m} \quad (\text{in senso trasversale})$$

Da cui si ottiene un carico uniformemente distribuito di:

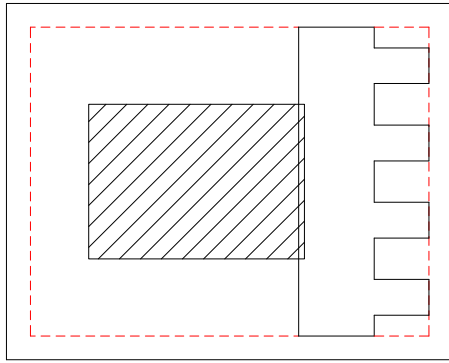
$$q_{rip} = 1.4 \cdot 600 / (3.8 \cdot 2.8) = 80 \text{ kN/m}^2$$



DISPOSIZIONE TIPO 1



DISPOSIZIONE TIPO 2



DISPOSIZIONE TIPO 3

6.3.1. Spinta delle terre

La spinta delle terre dovuta ai carichi permanenti si sviluppa sulla superficie delle opere a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte al capitolo 4. della presente relazione, relativamente agli strati di terreno indicati.

L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota formula:

$$\sigma = h \cdot \gamma \cdot k$$

con k coefficiente di spinta a riposo per i vari strati di terreno considerati.

Incremento della spinta per carichi accidentali

La spinta delle terre dovuta a carichi accidentali q sul terrapieno a monte delle strutture di sostegno si traduce in una pressione orizzontale uniformemente distribuita sul muro pari a:

$$\sigma_q = q \cdot k$$

con k coefficiente di spinta a riposo per i vari strati di terreno considerati.

Il sovraccarico indotto dalla presenza dei carichi mobili è assimilato ad un carico uniformemente distribuito di 20 kPa.

6.3.2. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

Le opere in oggetto sono situate in comune di Basiliano (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., l'area d'intervento è classificata come zona sismica 2, con accelerazione al suolo a_g/g di 0.25. Il terreno, visto quanto riportato al p.to 4., è di tipo B. Si assume per γ_i un valore pari a 1.0. L'azione inerziale interessante la struttura è calcolata considerando la massa strutturale (dovuta alle azioni permanenti ed un'aliquota del 30% di quelle accidentali), ed un'accelerazione orizzontale pari a quella al suolo.

6.3.3. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte della struttura di sostegno (flessibile) viene calcolata come somma di tre contributi, come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} E_{d1} &= \frac{1}{2} \gamma' K H^2 \\ E_{d2} &= \pm \frac{1}{2} \gamma' K k_v H^2 \\ E_{d3} &= E_{ws} \end{aligned}$$

con:

γ' : peso specifico del terreno, ovvero differenza tra il peso specifico del terreno saturo ed il peso specifico dell'acqua, a seconda delle caratteristiche della falda;

K : coefficiente di spinta, attiva o passiva, del terreno (statico + dinamico);

H : altezza del muro di sostegno;

k_v : coefficiente sismico verticale, pari a:

$$k_v = \frac{1}{2} [S a_g / g] / r$$

$r = 1$ per opere di sostegno che non ammettono spostamenti;
 $r = 2$ per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

E_{ws} : spinta idrostatica dell'acqua a monte.

Nel caso di strutture rigide (quali le strutture scatolari) l'incremento di spinta sismica è espresso dalla relazione:

$$\Delta P_d = a_g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 / g$$

7. ANALISI DELLA STRUTTURA INTERRATA

Per l'analisi delle sollecitazioni nella struttura scatolare interrata si è fatto ricorso ad un programma agli elementi finiti (SAP2000), che ha permesso di schematizzare la struttura tridimensionale con elementi bidimensionali tipo "shell", in grado di cogliere sia il comportamento flessionale che quello membranale.

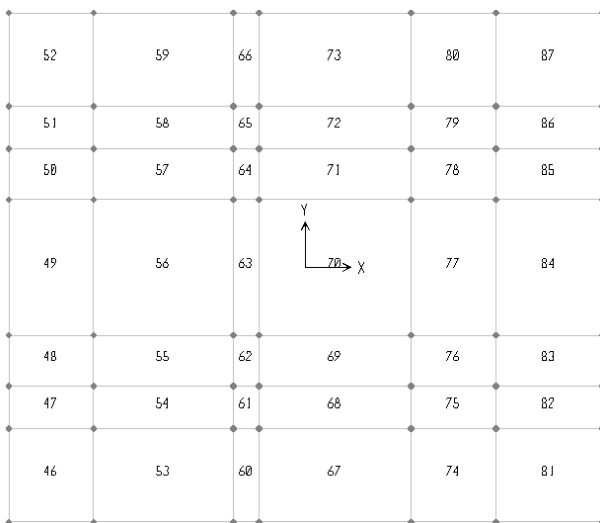
Le azioni agenti sulla struttura sono state inserite sotto forma di pressioni agenti sulla faccia degli elementi costituenti il modello numerico, mentre l'azione sismica dovuta all'inerzia della struttura è stata computata mediante un'analisi dinamica con spettro di risposta impostato al valore costante di 0.3125g.

La presenza del terreno posto lateralmente alla struttura interrata è stata schematizzata considerando la pressione orizzontale esercitata dal terreno (spinta in condizioni di riposo per la zona interrata), mentre il suolo posto alla base della platea di fondazione è stato modellato con un modello alla Winkler, assumendo come costante elastica verticale delle molle un valore di 50.000 kPa.

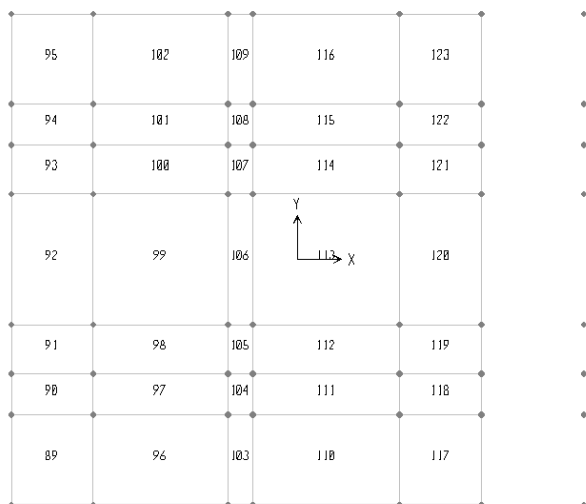
I calcoli e le relative verifiche che seguono sono relativi alla vasca posta alla progressiva 5+550.00, avente un'altezza netta delle pareti verticali pari a 5.80m; l'altra vasca, avendo una minore altezza delle pareti, ed essendo sollecitata dai medesimi carichi stradali sulla soletta superiore, risulta essere meno sollecitata.

I tabulati di input e di output delle analisi eseguite sono riportati in formato digitale allegato.

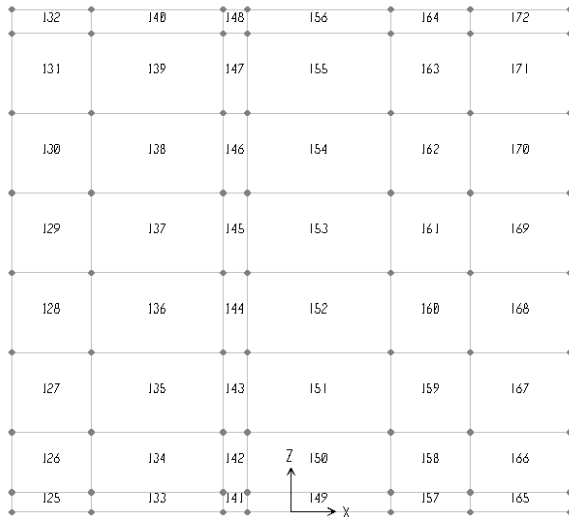
Si riportano di seguito gli schemi grafici con la numerazione degli elementi costituenti la struttura.



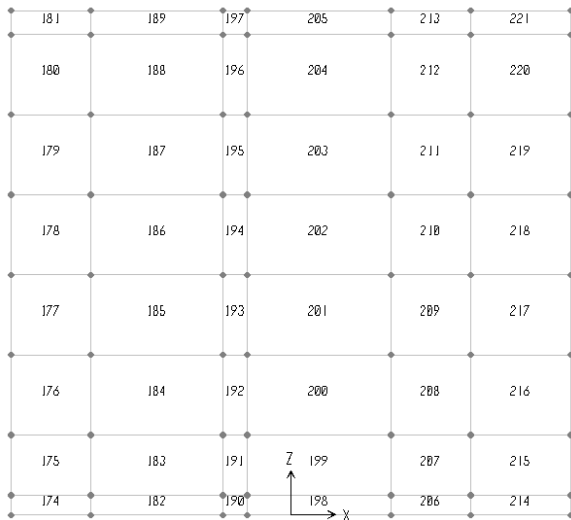
Schema elementi platea



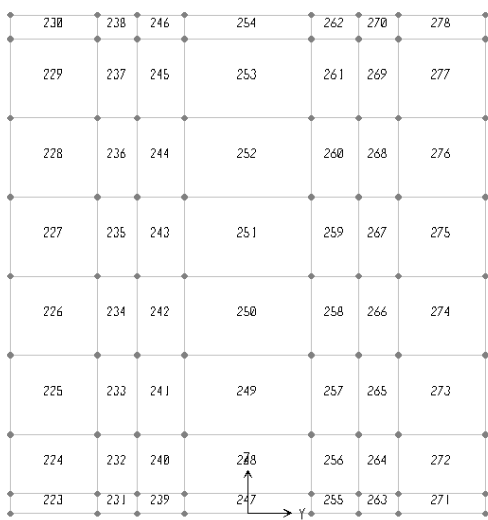
Schema elementi soletta superiore



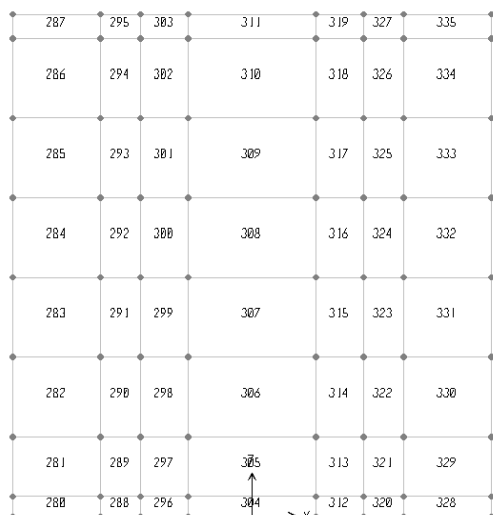
Schema elementi parete Y=-300



Schema elementi parete Y=-300



Schema elementi parete X=-350



Schema elementi parete X=+350

7.1. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, comuni agli stati limite rispetto ai quali verrà eseguita la verifica, considerate nel calcolo della struttura sono:

- c.c.1 : pesi propri e permanenti portati
- c.c.2 : spinta del terreno di rinfiaccio e peso del ricoprimento
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile $q_{1a/2a}$ ed al sovraccarico sul terreno (involuppo delle varie situazioni)
- c.c.4 : peso dell'acqua raccolta nella vasca
- c.c.5 : azioni sismiche

Il carico/sovraccarico dovuto al passaggio dei carichi mobili è calcolato nell'ipotesi di diffusione a 45° del carico $q_{1a/2a}$ nello spessore del ricoprimento ed in metà dello spessore della soletta. Si ottiene un carico equivalente uniformemente ripartito pari a 80 kN/m². agente su un'impronta di 3.80x2.80m.

7.1.1. Combinazioni di carico

Le condizioni di carico di cui al precedente p.to vengono combinate tra loro per ottenere le seguenti combinazioni di carico, che saranno poi considerate nelle verifiche successive.

Caso di carico B

- SLE1 c.c.1 + c.c.2 + 0.3 c.c. 3 + 0.3 c.c. 4 (c.c. quasi perm)
- SLE2 c.c.1 + c.c.2 + 0.6 c.c.3 + 0.6 c.c. 4 (c.c. frequente)
- SLE3 c.c.1 + c.c.2 + 1.0 c.c.3 + 1.0 c.c. 4 (c.c. rara)
- SLU1 1.4 c.c.1 + 1.4 c.c.2
- SLU2 1.4 c.c.1 + 1.4 c.c.2 + 1.5 c.c.3 + 1.5 c.c.4
- SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 0.3 c.c.3 + 0.3 c.c.4 + c.c. 5

Caso di carico C

- SLU1 c.c.1 + c.c.2
- SLU2 c.c.1 + c.c.2 + 1.3 c.c.3 + 1.3 c.c. 4
- SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 0.3 c.c.3 + 0.3 c.c.4 + c.c. 5

La distinzione tra le combinazioni di carico nei due casi è fatta in coerenza con quanto indicato nell'Eurocodice 7: il caso B non prevede alcun coefficiente sul materiale "terreno", ed è utilizzato per le verifiche di resistenza dell'opera, mentre il caso C prevede la riduzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, come indicato nel cap. 4, ed è finalizzato alle verifiche di stabilità/resistenza del terreno.

7.2. VERIFICA STRUTTURA INTERRATA

Si riportano nel seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla struttura; si considerano, se non indicato diversamente, le combinazioni di carico descritte nel caso B.

7.2.1. Platea di fondazione

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate della platea di fondazione.

Sezione di incastro soletta di fondazione (dir. Y)

Elem. 60-67 B= 1.00m H=0.50m As,inf=Φ16/20+Φ20/40 As,sup=Φ16/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD}=150 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -5.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=206 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD}=120 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=165 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.20 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD}=110 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=151 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.18 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}= 200 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= 280 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}= 395 \text{ kN/m} > V_{RD1}= 175 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ16/40), disposte con passo s=400mm.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RD1}=2101 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}= 308 \text{ kN}$

$V_{wd}=260 \text{ kN}$

$V_{Rd2}=520 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}= 155 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=213 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}= 340 \text{ kN/m} < V_{RD2}= 520 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro soletta di fondazione (dir. X)

Elem. 49-84 B= 1.00m H=0.50m As,inf=Φ16/20+Φ16/40 As,sup=Φ16/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD}=130 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=210 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD}=115 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=186 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.23 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD}=100 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=162 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.20 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}= 185 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= 235 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}= 365 \text{ kN/m} > V_{RD1}= 170 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ16/40), disposte con passo s=400mm.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RD1}=2101 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}= 308 \text{ kN}$

$V_{wd}=260 \text{ kN}$

$V_{Rd2}=520 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}= 140 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=227 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD}= 335 \text{ kN/m} < V_{RD2}= 520 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzeria soletta di fondazione (dir. Y)

Elem. 63-70 B= 1.00m H=0.50m As,inf=Φ16/20 As,sup=Φ16/20+Φ20/40

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD}= -105 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=144 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD}= -85 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=117 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.17 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD}= -75 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=103 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.15 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}= -150 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= -280 \text{ kNm/m}$

$V_{SD}= 60 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 175 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -125 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 172 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 90 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 175 \text{ kN/m}$$

Sezione in mezzera soletta di fondazione (dir. X)

$$\text{Elem. 56-63-70} \quad B = 1.00\text{m} \quad H = 0.50\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = \Phi 16/20 \quad A_{s,\text{sup}} = \Phi 16/20 + \Phi 16/40$$

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -85 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 138 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -67 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.5 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 109 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.16 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = -55 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 89 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.13 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -120 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -235 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD} = 165 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 175 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -110 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.1 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 187 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 170 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 175 \text{ kN/m}$$

7.2.1.1. Verifica azioni sul terreno

Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 20 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 35 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

7.2.2. Soletta superiore di copertura

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate della soletta superiore.

Sezione di incastro soletta superiore (dir. Y)

$$\text{Elem. 117} \quad B = 1.00\text{m} \quad H = 0.50\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = \Phi 20/20 \quad A_{s,\text{sup}} = \Phi 20/20 + \Phi 20/40$$

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -215 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -6.5 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 226 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -140 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 148 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.20 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = -80 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 85 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.12 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -280 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -370 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD} = 440 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 240 \text{ kN/m}$$

Si dispongono staffe $\Phi 12/20$ a 4 bracci al metro.

$$\text{Verifica puntone compresso} \quad V_{SD} < V_{RD1} = 3150 \text{ kN}$$

$$\text{Verifica armatura trasversale:} \quad V_{cd} = 404 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 332 \text{ kN}$$

$$V_{RD2} = 664 \text{ kN} > V_{SD}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -90 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -2.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 95 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = -80 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 240 \text{ kN/m}$$

Sezione di incastro soletta superiore (dir. X)

$$\text{Elem. 92} \quad B = 1.00\text{m} \quad H = 0.50\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = \Phi 16/20 \quad A_{s,\text{sup}} = \Phi 16/20 + \Phi 16/40$$

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -115 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 186 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -90 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 146 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.20 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = -60 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 97 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.14 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -180 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -240 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 310 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 225 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 16/40$), disposte con passo $s=400 \text{ mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RD1} = 3150 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 404 \text{ kN}$

$V_{wd} = 260 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 520 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -75 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 122 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 60 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 225 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzeria soletta superiore (dir. Y)

Elem. 120 $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $As_{inf} = \Phi 20/20 + \Phi 20/40$ $As_{sup} = \Phi 20/20$

Verifiche in esercizio

c.c. rara $M_{SD} = 175 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -5.3 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 184 \text{ N/mm}^2$

c.c. freq. $M_{SD} = 115 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -3.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 121 \text{ N/mm}^2$

$\omega = 0.17 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = 67 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -2.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 71 \text{ N/mm}^2$

$\omega = 0.10 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 270 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 370 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 100 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 240 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 70 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -1.2 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 43 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 30 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 240 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzeria soletta superiore (dir. X)

Elem. 99-100-113 $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $As_{inf} = \Phi 16/20$ $As_{sup} = \Phi 16/20$

Verifiche in esercizio

c.c. rara $M_{SD} = 60 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -2.6 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 144 \text{ N/mm}^2$

c.c. freq. $M_{SD} = 38 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -1.7 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 91 \text{ N/mm}^2$

$\omega = 0.18 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = 22 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -1.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 53 \text{ N/mm}^2$

$\omega = 0.10 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 90 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 160 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 150 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 210 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 10 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -0.58 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 30 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 20 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 210 \text{ kN/m}$

7.2.3. Parete verticale

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alle pareti verticali identificate negli schemi precedenti con l'ordinata $y = \pm 300$.

Sezione di incastro parete (dir. verticale)

Elem. 141-149 $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $As_{int} = \Phi 16/20$ $As_{est} = \Phi 16/20 + \Phi 16/20$

Verifiche in esercizio

c.c. rara $M_{SD} = -120 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -4.4 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 187 \text{ N/mm}^2$

c.c. freq. $M_{SD} = -110 \text{ kNm/m}$

$\sigma_{cls} = -4.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 170 \text{ N/mm}^2$

$\omega = 0.17 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = -100 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -3.6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 156 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.15 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -180 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -245 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 205 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ($\Phi 12/40$), disposte con passo $s=400 \text{ mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 3150 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 404 \text{ kN}$

$V_{wd} = 143 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 286 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -160 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -3.6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 156 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 230 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 286 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro parete (dir. orizzontale)

Elem. 171-169 $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $A_{s,int} = \Phi 16/20 + \Phi 16/20$ $A_{s,est} = \Phi 16/20 + \Phi 12/20$

Verifiche in esercizio

c.c. rara $M_{SD} = -84 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 131 \text{ N/mm}^2$

c.c. freq. $M_{SD} = -73 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 114 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.16 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = -67 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 104 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.15 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -115 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -250 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 160 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -150 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 233 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 185 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzera parete (dir. verticale)

Elem. 152-153 $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $A_{s,int} = \Phi 16/20$ $A_{s,est} = \Phi 12/20$

Verifiche in esercizio

c.c. rara $M_{SD} = 46 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -2.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 111 \text{ N/mm}^2$

c.c. freq. $M_{SD} = 42 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.19 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = 38 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 91 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.17 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 65 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 160 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 100 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 100 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -4.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 120 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzera parete (dir. orizzontale)

Elem. 153 $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $A_{s,int} = \Phi 16/20$ $A_{s,est} = \Phi 12/20$

Verifiche in esercizio

c.c. rara $M_{SD} = 40 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 96 \text{ N/mm}^2$

c.c. freq. $M_{SD} = 35 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 84 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.16 \text{ mm}$

c.c. q.perm. $M_{SD} = 31 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -1.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 75 \text{ N/mm}^2$ $\omega = 0.14 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 56 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = 160 \text{ kNm/m}$

$V_{SD} = 60 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = 95 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 228 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 140 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$$

7.2.4. Parete verticale

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla parete verticale identificata negli schemi precedenti con l'ascissa $x = -350$.

Sezione di incastro parete (dir. verticale)

Elem. 247 B= 1.00m H=0.50m As,int= Φ 16/20 As,est= Φ 16/20+ Φ 16/40

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = 115 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -4.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 186 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = 90 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 146 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.21 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = 78 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 127 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.18 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = 170 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 240 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 195 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ 12/40), disposte con passo $s=400\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 3150 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 404 \text{ kN}$

$$V_{wd} = 143 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 286 \text{ kN} > V_{SD}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = 120 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 190 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 286 \text{ kN/m}$$

Sezione di incastro parete (dir. orizzontale)

Elem. 226-227 B= 1.00m H=0.50m As,int= Φ 16/20+ Φ 16/20 As,est= Φ 16/20+ Φ 12/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = 73 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.5 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 114 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = 67 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 104 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.15 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = 60 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 94 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.13 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = 105 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -245 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 160 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = 135 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.6 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 185 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$$

Sezione in mezzera parete (dir. verticale)

Elem. 250 B= 1.00m H=0.50m As,int=16/20 As,est= Φ 12/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -35 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 84 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -32 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 77 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.15 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = -30 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 72 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.14 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -50 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -160 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 120 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$$

Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -77 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -3.5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = -110 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$$

Sezione in mezzera parete (dir. orizzontale)

Elem. 250-251 B= 1.00m H=0.50m As,int=Φ16/20 As,est=Φ12/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -38 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 91 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -34 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.5 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 82 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.16 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = -30 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 72 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.14 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -55 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -162 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 30 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -85 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -3.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 204 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 110 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 180 \text{ kN/m}$

7.2.5. Parete verticale

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla parete verticale disposta lungo il lato a sud, ed identificata negli schemi precedenti con l'ascissa $x = +350$.

Sezione di incastro parete (dir. verticale)

Elem. 304 B= 1.00m H=0.50m As,int=Φ16/20 As,est=Φ16/20+Φ16/40

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -106 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 170 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -87 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 141 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.20 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = -81 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 131 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.19 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -150 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -240 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 210 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° (Φ12/40), disposte con passo $s=400\text{mm}$.

Verifica puntone compresso $V_{SD} < V_{RDU} = 3150 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale: $V_{cd} = 404 \text{ kN}$

$V_{wd} = 143 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 286 \text{ kN} > V_{SD}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -110 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -4.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 178 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 215 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 286 \text{ kN/m}$

Sezione di incastro parete (dir. orizzontale)

Elem. 284-283 B= 1.00m H=0.50m As,int=Φ16/20+Φ16/20 As,est=Φ16/20+Φ12/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD} = -84 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 104 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD} = -73 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 90 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.16 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD} = -65 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 80 \text{ N/mm}^2$	$\omega = 0.14 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = -120 \text{ kNm/m}$ $M_{RD} = -245 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD} = 160 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = -160 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls} = -5.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 197 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD} = 185 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 190 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzera parete (dir. verticale)

Elem. 307-308 B= 1.00m H=0.50m As,int=Φ16/20 As,est=Φ12/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD}= 30 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls}= -1.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=73 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD}= 29 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls}= -1.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=70 \text{ N/mm}^2$	$\omega= 0.13 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD}= 28 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls}= -1.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=68 \text{ N/mm}^2$	$\omega= 0.13 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}= 45 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= 160 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD}= 105 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 180 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}= 65 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}= -3.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=157 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD}= 110 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 180 \text{ kN/m}$

Sezione in mezzera parete (dir. orizzontale)

Elem. 308-310 B= 1.00m H=0.50m As,int=Φ16/20 As,est=Φ12/20

Verifiche in esercizio

c.c. rara	$M_{SD}= 52 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls}= -2.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=125 \text{ N/mm}^2$	
c.c. freq.	$M_{SD}= 44 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls}= -2.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=106 \text{ N/mm}^2$	$\omega=0.20 \text{ mm}$
c.c. q.perm.	$M_{SD}= 40 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls}= -1.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s=97 \text{ N/mm}^2$	$\omega=0.18 \text{ mm}$

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD}= 74 \text{ kNm/m}$ $M_{RD}= 160 \text{ kNm/m}$
 $V_{SD}= 85 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 180 \text{ kN/m}$

Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD}= 127 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cls}= -5.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=306 \text{ N/mm}^2$
 $V_{SD}= 130 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 180 \text{ kN/m}$

8. ELABORATI DI CALCOLO

Gli elaborati delle analisi eseguite con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riportano i dati di input del modello strutturale, ed i tabulati di output, in termini di spostamenti, sollecitazioni e reazioni vincolari alla base.