

Città
metropolitana
di Milano

Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato : <u>OPERE D'ARTE MINORI</u> Relazione di calcolo attraversamenti AT06-AT07				Cod. Elaborato: E.08.15
CODICE WM : WM-ERR-TB-00-M2-C-95298				Scala:
	Redatto PALADIN	Controllato VISCHIONI	Approvato RINALDI	Data: Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	PALADIN	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B				
C				
D				

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

.....

Visto

.....

INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normativa tecnica di riferimento	5
2.1.1	<i>Geotecnica</i>	5
2.1.2	<i>Materiali</i>	5
2.1.3	<i>Costruzioni in c.a. e acciaio</i>	5
2.1.4	<i>Ponti stradali</i>.....	6
2.1.5	<i>Sismica</i>.....	6
2.2	Normativa tecnica vigente.....	6
2.3	Bibliografia e altri riferimenti	6
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3.1	Stratigrafie di riferimento	7
3.2	Stratigrafie di calcolo.....	10
4	MATERIALI.....	12
4.1	Calcestruzzo	12
4.2	Acciaio per armature.....	13
5	ANALISI DEI CARICHI	14
5.1	Peso proprio	14
5.2	Carichi permanenti sulla soletta superiore	14
5.3	Spinta del terreno.....	14
5.4	Carichi mobili sulla soletta superiore	16
5.5	Spinta del sovraccarico sul rilevato.....	16
5.6	Acqua all'interno della struttura	17
5.7	Frenatura	17
5.8	Azioni termiche.....	17
5.9	Sisma	18
6	CRITERI DI CALCOLO.....	22
6.1	Verifiche agli stati limite di esercizio	24
6.1.1	<i>Definizione degli stati limite di fessurazione</i>.....	24
6.1.2	<i>Condizioni ambientali</i>	24
6.1.3	<i>Sensibilità delle armature alla corrosione</i>.....	24
6.1.4	<i>Scelta degli stati limite di fessurazione</i>	25
6.1.5	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni che provocano tensioni normali</i> 25	
6.1.6	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	26
6.2	Verifica al carico limite	26
6.3	Combinazioni di carico	28
7	ANALISI E VERIFICHE SCATOLARE.....	29
8	DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI	48
9	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO.....	51

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'oggetto della seguente relazione sono gli attraversamenti idraulici previsti nell'ambito dei lavori per il potenziamento della S.P. n. 103 "Antica di Cassano".

In particolare si riporta l'analisi statica e il dimensionamento dei seguenti scatolari idraulici prefabbricati aventi dimensioni interne pari a 1.0x1.0 m e spessori strutturali pari a 16 cm:

Nome opera	Dimensioni (m)	Lunghezza (m)	Ricoprimento (m)	Quota scorrimento
AT06	1.0x1.0 sp. 0.16	29.50	4.00	≅108.45
AT07	1.0x1.0 sp. 0.16	27.50	4.00	≅108.6

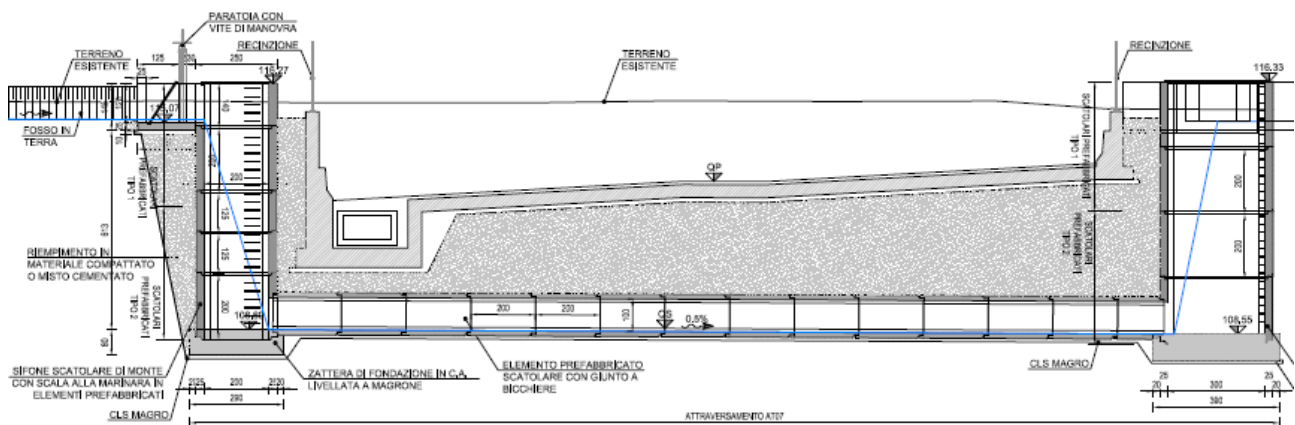
Nell'analisi svolta si considera un ricoprimento sulla soletta superiore pari a 4.0 m al di sopra del quale è presente la sede stradale.

La falda è posta 3.50 m al di sopra della soletta superiore.

Nel seguito della relazione, riferita ad una fase di progetto esecutivo, sono riportati: le normative di riferimento, l'analisi dei carichi, le sollecitazioni e le verifiche degli elementi principali.

Le fasi realizzative del manufatto prevedono un rinterro

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l'aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle "Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008". Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Segrate.



Sezione longitudinale tipologica

Per le geometrie dettagliate dei manufatti si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riportano nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

2.1 **Normativa tecnica di riferimento**

2.1.1 **Geotecnica**

- Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni relative alle 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 ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. 11.03.1988 - “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”
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. maggio 1993.
- Associazione Geotecnica Italiana [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.

2.1.2 **Materiali**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 10025-2 aprile 2005 – “Prodotto laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali”.
- UNI EN 1461 luglio 2009 – “Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli d’acciaio – Specificazioni e metodi di prova”.
- UNI EN 14399-4 marzo 2007 – “Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato – Parte 4: Sistema HV – Assieme vite e dado esagonali”.
- UNI EN 14399-6 aprile 2015 – “Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato – Parte 6: Rondelle piane bisellate”.

2.1.3 **Costruzioni in c.a. e acciaio**

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- D.M. 09.01.1996 - “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – “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”;
- Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996”;
- D.M. 16.01.1996 - “Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- Istruzioni CNR 10030/87 – “Anime irrigidite di travi a parete piena”
- Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”
- Istruzioni CNR 10018-85 – “Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

- UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – “Azioni in generale”;
- UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

2.1.4 Ponti stradali

- D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";
- Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";
- Istruzioni CNR-DT 207/2008 – “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.

2.1.5 Sismica

- Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l’individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

2.2 Normativa tecnica vigente

- D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”.

2.3 Bibliografia e altri riferimenti

- Lancellotta R. [1991] “Geotecnica” – Edizioni Zanichelli.
- Migliacci – F. Mola – “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.” - Masson Italia Editori 1985
- C. Cestelli Guidi - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” - Ulrico Hoepli Editore 1987
- R. Lancellotta – “Geotecnica” - Edizioni Zanichelli 1987
- Bowles J.E.: “Foundations Analysis and Design” 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- Bustamante M., Ganeselli L. [1982] - “Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT” -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta nel seguito la caratterizzazione geotecnica di riferimento dedotta dalle indagini geognostiche e quella utilizzata per il calcolo. Per informazioni di maggior dettaglio vedi direttamente la documentazione geotecnica di progetto.

3.1 Stratigrafie di riferimento

“I sondaggi eseguiti hanno messo alla luce la presenza lungo la Traccia A2 e parte della Traccia B, di una coltre di materiale di terreno rimaneggiato con prevalente matrice limoso-sabbiosa, con frammenti lateritici, cls, ed materiale da demolizione, con spessore nell’ordine dei 3,5 e i 4,5 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

In superficie è presente una sottile coltre di terreno di coltivo, l’orizzonte bruno superficiale si esaurisce entro i primi 1.5 m di profondità, solo nel sondaggio S6 eseguito dalla Terra Company tale spessore ha raggiunto i 3 m.

Al di sotto di tale livello si rinviene un deposito marcatamente granulare, ghiaie e sabbie, sabbie con ghiaia localmente intervallate da livelli più limosi.

Al fine di effettuare una suddivisione del sottosuolo, in funzione della profondità, sono state individuate 4 unità:

- TERRENO RIMANEGGIATO: ove individuato presenta spessori variabili da 1,2 m fino a 4,5 m con valori di N_{SPT} altrettanto variabili;
- STRATO “1”: con valori di $N_{SPT} < 30$ colpi/piede presente a profondità variabile che raggiungono anche i 10 m dal p.c.
- STRATO “2”: con valori di N_{SPT} compresi tra 30 e 50 colpi/piede presenta spessori variabili compresi tra 0 e 7 m, si osserva una tendenza alla riduzione degli spessori in direzione Est (Tratta B) indicativamente fino alla profondità di 15-18 m dal p.c.;
- STRATO “3”: con valori di $N_{SPT} > 50$ colpi/piede presente oltre la profondità di 10-15 m dal p.c. fino a fine indagine;

Nella tabella seguente sono indicati per ciascun carotaggio gli spessori delle singole unità, per quanto concerne la prima unità, i valori di N_{SPT} misurati sono da intendersi significativi per il terreno naturale, per il terreno rimaneggiato, vista l’estrema eterogeneità dello stesso e la scarsità dei dati disponibili, non è stato possibile fornire una parametrizzazione attendibile sulla base delle indagini.

	S13-1 HPC	S13-2 HPC	MW13-1 HPC	S1 TC	S2 TC	S3 TC	S4 TC	S5 TC	S6 TC	S14.1 HPC	S14.2 HPC	S14.3 HPC	MW 14.1 HPC	MW 14.2 HPC	1N RCT	2N RCT	3N RCT
TERRENO RIMANEGGIATO	fino a 4,5 m	fino a 3,5 m	fino a 3,5 m	fino a 1,5 m	fino a 4,2 m	fino a 1,2 m	-	-	-	-	-	-	-	fino a 1,0 m	fino a 3,7 m	fino a 1,9 m	-
1° STRATO N < 30	da 4,5 m a 7,5 m	da 3,5 m a 6,0 m	da 3,5 a 6,0 m	da 1,5 m a 6,0 m	-	da 1,2 m a 7,5 m	fino a 9,0 m	fino a 6,0 m	fino a 6,0 m	fino a 7,5 m	fino a 6,0 m	fino a 3,0 m	fino a 10,5 m	da 1,0 m a 12,0 m	da 3,7 a 4,5 m	da 1,9 a 3,0 m	fino a 3,0 m
2° STRATO 30 < N < 50	da 9,0 m a 15 m	da 7,5 m a 18 m	da 7,5 m a 10,5 m	da 7,5 m a 13,5 m	da 4,2 m a 15 m	da 9,0 m a 16,5 m	da 9,0 m a 12,0 m	-	da 6,0 m a 9,0 m	da 7,5 m a 12,0 m	da 6,0 m a 12,0 m	da 3,0 m a 9,0 m	da 10,5 m a 12,0 m	da 12,0 m a 18,0 m	da 6,0 m a 9,0 m	da 4,5 m a 15,0 m	da 3,0 m a 6,0 m
3° STRATO N > 50	oltre 18,0 m	oltre 21,0 m	-	oltre 15,0 m	oltre 16,5 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 6,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 12,0 m	oltre 9,0 m	oltre 12,0 m	oltre 18,0 m	oltre 12,0 m	oltre 16,5 m	oltre 6,0 m

Tabella 1: spessore delle singole unità

Dello strato superficiale più marcatamente limoso (terreno rimaneggiato), non sono disponibili valori di SPT.

Di seguito vengono riportati i vari parametri geotecnici corrispondenti alle diverse unità litotecniche identificate.

Strato	Terreno Rimaneggiato	1	2	3
N _{SPT}	-	< 30 (media 20)	30 + 50 (media 38)	>50 (media 63)
N ₃₀ (60%)	-	17	36	63
N _{1(60%)}	-	20	30	64
D _{r(k)} (%)	20	38	57	85
γ (Kn/m ³)	17	18	19	19
γ' (Kn/m ³)	7	8	9	9
φ _{PC(k)} (°)	30,8	35,87	38,05	41,27
φ _{R(k)} (°)	26,7	34,25	37,95	40,65
c (kg/cm ²)	0	0	0	0
E (kg/cm ²)	40	185	330	630

Tabella 2

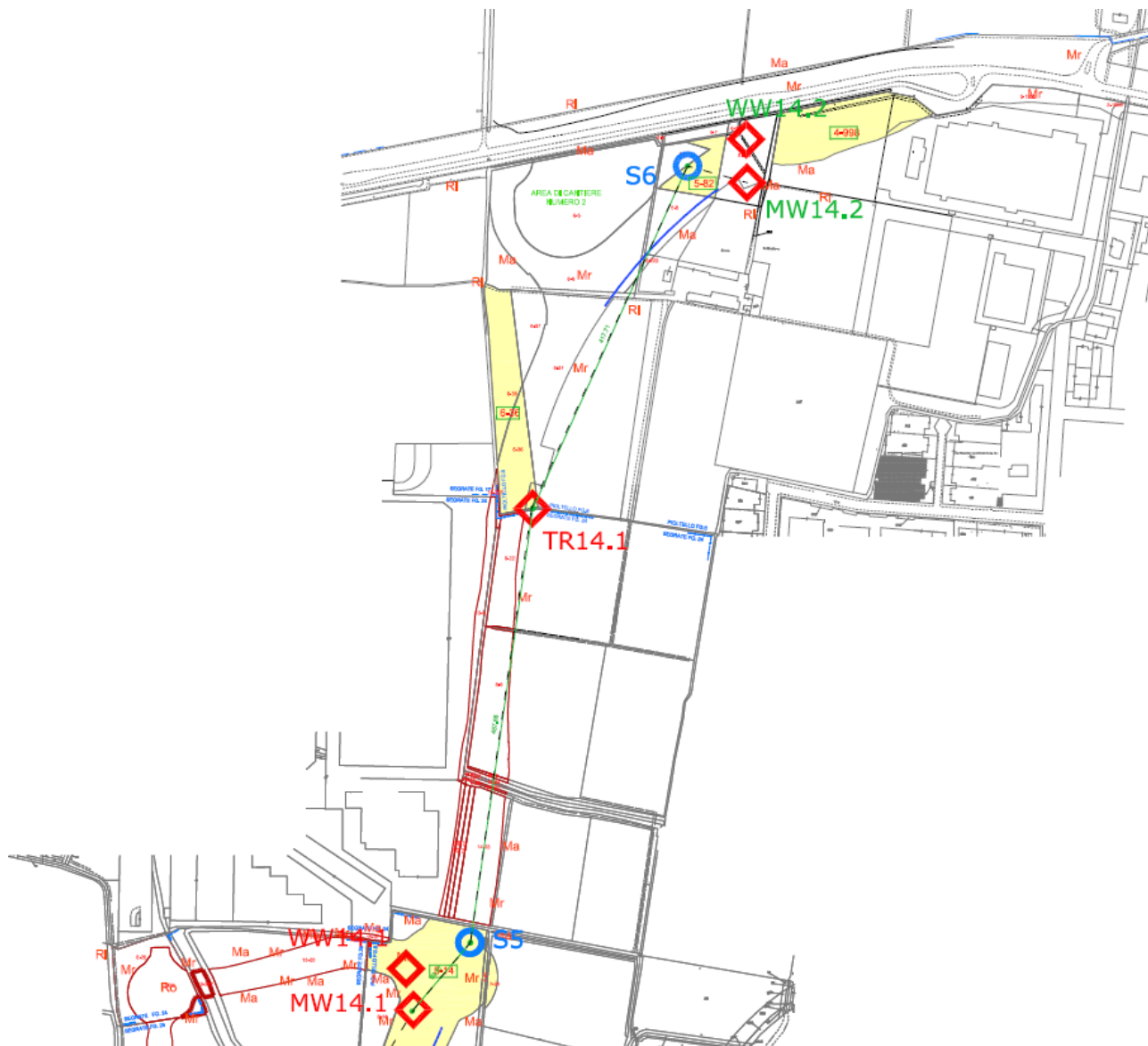
- N_{SPT} = resistenza penetrometrica misurata dalle prove SPT in foro di sondaggio (colpi/piede);
- $N_{(60\%)}$ = resistenza penetrometrica dinamica corretta rispetto:
 - al rendimento del sistema di battitura (73% per penetrometro dinamico, invece quello del sistema di battitura dell'SPT a sganciamento automatico è del 60%.);
 - alla profondità;
 - al rapporto $N_{SCPT} / N_{SPT} = 0,6$ proposto dallo S.G.I. (Cestari 1996);
- $N_{1(60\%)}$ = $N_{(60\%)}$ normalizzato rispetto alla tensione litostatica efficace secondo la formula $N_1 = N_{SPT} \cdot \sqrt{(\sigma_p / \sigma'_{vo})}$ Liao e Whithman (1986);
- D_r = densità relativa (%), ricavata in base al metodo di Skempton per sabbie fini(65) = N_{SPT} / D_r^2 ;
- γ = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3), stimato nell'ambito degli usuali intervalli di variazione compatibili con la natura granulometrica ed il grado di addensamento;
- γ' = peso di volume naturale del terreno (kN/m^3) γ , in termini di sforzi efficaci;
- φ_{PC} = angolo di attrito di picco è ricavato le correlazioni proposte da Schmertmann (1978) in funzione di D_r e della litologia;
- φ_R = angolo di attrito ridotto che tiene in considerazione del basso grado di addensamento che può far temere l'insorgere di grandi deformazioni prima ancora del raggiungimento della secondo Vesic (1970);
- c = coesione (kg/cm^2) parametro difficilmente stimabile con le prove penetrometriche, viene assegnato un valore modesto unicamente sulla base della tipologia di materiale presente;
- E = modulo di elasticità (kg/cm^2), calcolato in base alla relazione generica il cui valore numerico dipende dal valore di resistenza penetrometrica e dalla frazione granulometrica dominante (da bowles - fondazioni). Per i valori dei moduli di deformazione E non si applica il 5° percentile, bensì la mediana, poiché non si è in presenza nè di azioni A, nè di resistenze R;
- x_k = i valori contraddistinti dal pedice k sono da intendersi caratteristici, ovvero determinati secondo la seguente formula

$$= x_k = x_{mean} - (1 + k_n \cdot V_x);$$

dove:

- x_{mean} : valore medio;
- V_x : deviazione standard / media;
- k_n : -1.645;

l'EC7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano.



Stralcio planimetrico delle indagini effettuate

3.2 Stratigrafie di calcolo

La stratigrafia dei terreni di fondazione adottata nel calcolo è stata ipotizzata secondo le seguenti caratteristiche geotecniche:

Da [m]	A [m]	Formazione	Descrizione
+H rilevato	+0 (*)	R	Rilevato di nuova formazione
+0 (*)	-12.0	1	Strato 1
-12.0	-18.0	2	Strato 2
> -18.0		3	Strato 3

Formazione	γ [kN/m ³]	Valori medi		Valori minimi	
		c' [kPa]	Φ' [°]	c' [kPa]	Φ' [°]
1	18	-	35.0	-	34.0
2	19	-	38.0	-	37.0
3	19	-	41.0	-	37.0

Stratigrafia di calcolo

(*) La quota di zero coincide con la quota del p.c. esistente

γ = peso di volume naturale - Φ' = angolo di attrito - c' = intercetta di coesione

Per il materiale costituente il nuovo rilevato si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Formazione	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	Φ' [°]
Rilevato	20	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di riporto

Per il piano di posa della soletta di fondazione dell'opera in oggetto si sono assunte le caratteristiche del 1° STRATO.

La quota di falda di progetto è posta a quota 113.0 m s.l.m.

4 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate per il progetto esecutivo.

4.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione della soletta di fondazione della vasca si prevede l'utilizzo di calcestruzzo con classe di resistenza C 40/50 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$		50.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	=	41.50	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	49.50	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	35547.11	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	3.60	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	=	2.52	N/mm ²
Classe di esposizione			XC2-XA1-XF3	
Contenuto minimo di cemento			340	kg/m ³
Diametro massimo degli inerti			16	mm
Slump			S4	
Contenuto max aria			3.0%	
Classe di contenuto in cloruri			0.2	
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$		1.50	--
Coefficiente parziale di sicurezza (per prefabbr. con contr. qualità)	$\gamma_{C,pr} =$		1.40	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$		0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	=	23.52	N/mm ²
Resistenza a compressione di calcolo (per prefabbr. con contr. qualità)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_{C,pr}$	=	25.20	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	=	1.68	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo (per prefabbr. con contr. qualità)	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{C,pr}$	=	1.80	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	=	24.90	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	=	18.68	N/mm ²

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.2 Acciaio per armature

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f_{tk}	=	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	=	450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	f_{yd}	= f_{yk}/γ_s	=	391.30 N/mm ²
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di trazione	σ_s	< $0.80 \times f_{yk}$	=	360.00 N/mm ²

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla struttura oggetto della presente relazione.

5.1 Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.00 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

5.2 Carichi permanenti sulla soletta superiore

Si considera sulla soletta un ricoprimento di 4.0 m. Si valuta il peso specifico del ricoprimento pari a 20.00 kN/m³ (22.00 kN/m³ per il terreno immerso in falda).

5.3 Spinta del terreno

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

dove:

γ	=	20.00 kN/m ³	peso terreno per unità di volume angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco coefficiente di spinta a riposo del rilevato pressione verticale agente in corrispondenza della soletta
ϕ	=	35°	
K_{0ril}	=	0.426	
p_v	=		

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\alpha = a_g / g \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfiacco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

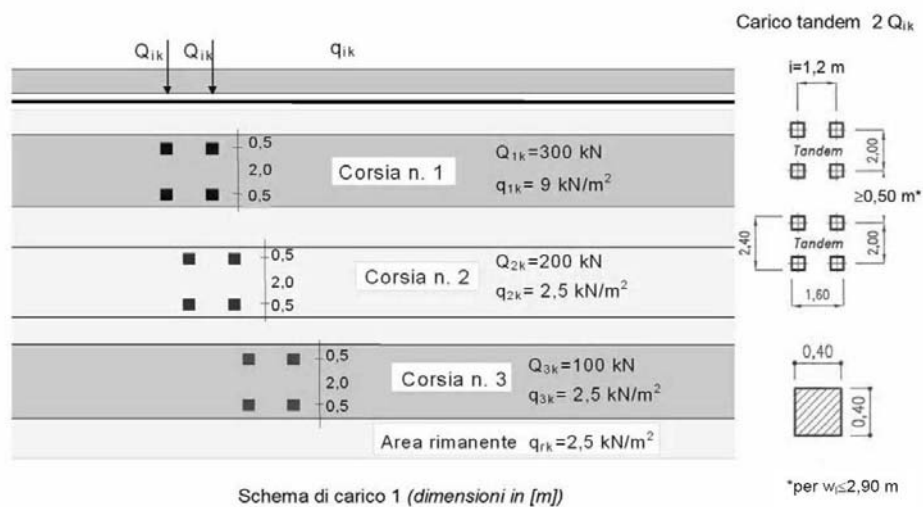
La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

5.4 Carichi mobili sulla soletta superiore

Come azioni variabili da traffico gravante sulla struttura si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa è il $Q_{1,k}$, ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9.0 kN/m².

Sulla soletta superiore viene considerato il carico equivalente uniforme più gravoso fra le seguenti condizioni:

- Una ruota da 150 kN;
- Un asse da 300 kN;
- Due assi da 600 kN complessivi;



Si è preso in esame il contributo più gravoso rappresentato da due assi da 600 kN complessivi (larghezza impronta 240cm x 160cm) del mezzo convenzionale posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Tale carico è stato diffuso con angolo di 35° attraverso il terreno e con angolo di 45° per i primi 25 cm (pavimentazione) e attraverso la soletta superiore ottenendo il seguente valore:

$$L_1 = 1.60 + 2 \times (3.75 \times \tan 35^\circ + 0.25 + 0.16/2) = 7.51 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.40 + 2 \times (3.75 \times \tan 35^\circ + 0.25 + 0.16/2) = 8.31 \text{ m}$$

La pressione dovuta al Q_{1k} risulta pertanto:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (7.51 \times 8.31) \cong 10.0 \text{ kN/m}^2$$

a tale carico viene sommato il carico del $q_{1k,dis} = 9.0 \text{ kN/m}^2$

5.5 Spinta del sovraccarico sul rilevato

In favore di sicurezza si ipotizza agente sul rilevato ai lati della vasca un sovraccarico di valore pari a quello agente sulla soletta superiore.

$$\text{Spinta agente sui ritii} \Rightarrow (10.0 + 9.0) \times 0.426 = 8.1 \text{ kN/m}^2$$

5.6 Acqua all'interno della struttura

Si è ipotizzato l'elemento in pressione con colonna d'acqua $H=6.0\text{m}$ che genera una pressione interna pari a 60 kN/m^2 sia sulle solette che sui ritti.

5.7 Frenatura

Come riportato nella norma europea UNI EN 14844 – versione italiana del dicembre 2013 - si può considerare, dato che il progetto prevede un ricoprimento variabile di 4.0 m, che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie venga assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari.

5.8 Azioni termiche

Dato che il manufatto (di dimensioni modeste) risulta essere interrato e quindi non direttamente esposto agli eventi atmosferici, gli effetti dovuti alle variazioni termiche possono essere trascurati.

5.9 Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo 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 esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2 : "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute di importanza normale" (paragrafo 2.4 delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008"). La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 50$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.....Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso già indicata e nel caso specifico assume valore 2.

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

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC 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.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica,
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1-0.1)} \cong 949 \text{anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento per alcuni periodi di ritorno sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

Per la determinazione dei parametri sismici si considerano quelli relativi al comune Segrate.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 9.3011 LATITUDINE: 45.4951

Ricerca per comune REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Milano COMUNE: Segrate

Elaborazioni grafiche

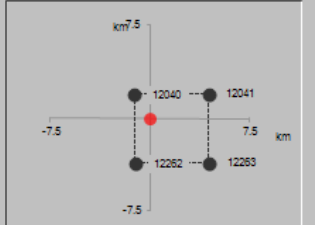
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

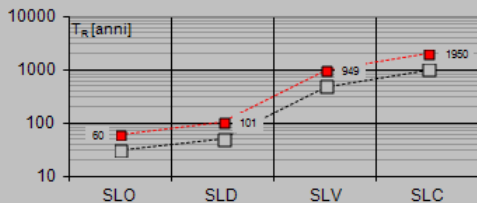
Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

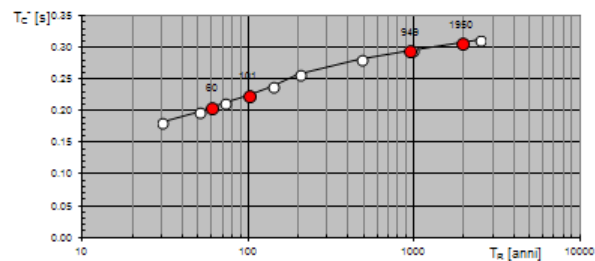
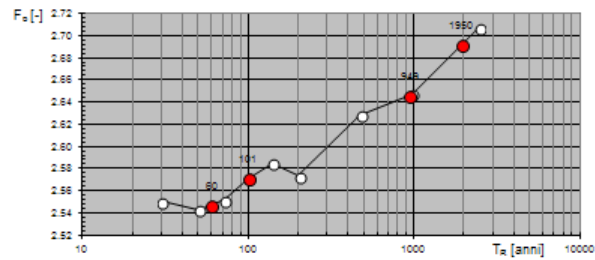
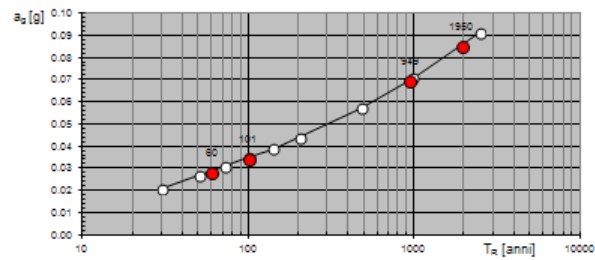
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.029	2.547	0.206
SLD	101	0.035	2.571	0.225
SLV	949	0.070	2.646	0.295
SLC	1950	0.085	2.692	0.307

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.070 g
F_0	2.646
T_C^*	0.295 s
S_S	1.500
C_C	1.571
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
γ	1.000
T_B	0.155 s
T_C	0.464 s
T_D	1.879 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.105
T_B	0.155	0.277
T_C	0.464	0.277
	0.531	0.242
	0.598	0.215
	0.666	0.193
	0.733	0.175
	0.801	0.160
	0.868	0.148
	0.935	0.137
	1.003	0.128
	1.070	0.120
	1.138	0.113
	1.205	0.107
	1.273	0.101

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa rimando alla relazione geotecnica e ai dati ricavati delle indagini geognostiche. In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Da ciò si ricava il parametro $S = S_S \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Si considera dunque $S_S = 1.50$

$S_T = 1$ per una categoria topografica T1

$S = S_S \cdot S_T = 1.50$

6 CRITERI DI CALCOLO

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta il programma SCAT 11.0 (Aztech Informatica) nella forma originale commercializzata senza alcuna modifica apportata da parte dell'utente. Il software è dedicato all'analisi e al calcolo di strutture scatolari interrate.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella IV delle NTC. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi I, IIa e IIb.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le seguenti modalità:

caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G, γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.

caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ($tg(\phi), c'$ o c_u) secondo i coefficienti parziali ($\gamma_{tan\phi}, \gamma_c', \gamma_{c_u}, \gamma_{qu}$) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

La soluzione si ottiene dalla combinazione dei casi A1-M1 e A2-M2.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

6.1.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0.0.
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

6.1.2 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni aggressive con classe di esposizione XC2-XA1-XF3.

6.1.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

armature sensibili;

armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Di conseguenza le opere in oggetto hanno armature che ricadono nella classificazione "poco sensibili".

6.1.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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

6.1.5 Verifiche allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni che provocano tensioni normali

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

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

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

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ϵ_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\epsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

6.1.6 Verifiche delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

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

$$\begin{aligned} \sigma_c &< 0.6 \cdot f_{ck} && \text{per la combinazione caratteristica rara} \\ \sigma_c &< 0.45 \cdot f_{ck} && \text{per la combinazione caratteristica quasi permanente} \end{aligned}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

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

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

6.2 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg}\phi$$

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

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\operatorname{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B'L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \operatorname{tg}\phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \operatorname{tg}\phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \operatorname{tg}\phi}\right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \operatorname{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \operatorname{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_r = (1 - 0.05tg\beta)^5$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < Vtg\delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_r > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

6.3 Combinazioni di carico

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente.

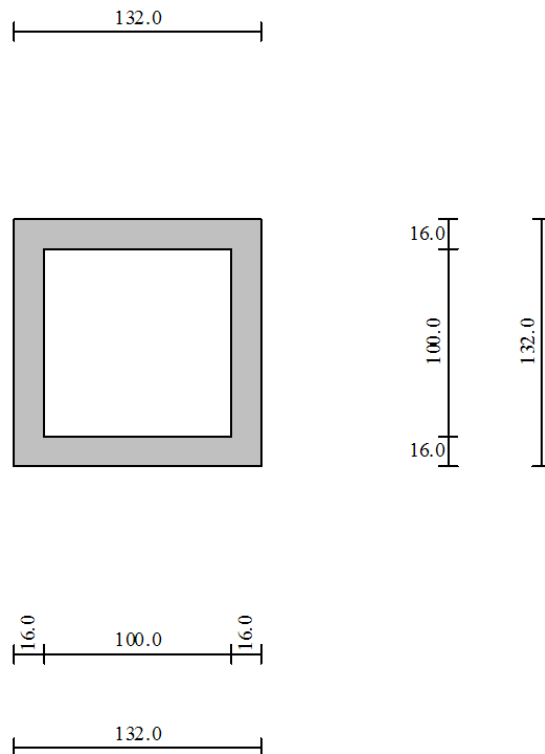
SLU:	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
SLE RARA:	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
SLE FREQUENTE:	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
SLE QUASI PERMANENTE:	$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
SISMICA (SLV):	$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

7 ANALISI E VERIFICHE SCATOLARE

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna	1.32	[m]
Larghezza esterna	1.32	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.16	[m]
Spessore piedritto destro	0.16	[m]
Spessore fondazione	0.16	[m]
Spessore traverso	0.16	[m]



Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	4.00	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	22.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	22.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.000	[N/mm ² /cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	22.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	34.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.400	[N/mm ² /cm]
Tensione limite	0.200	[N/mm ²]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	4.80	[m]
---	------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	50.000	[N/mm ²]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	35032.095	[N/mm ²]
Tensione di snervamento acciaio	450.000	[N/mm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000100	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (ACC-01)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 1.32$	$V_{ni}= 19.00$	$V_{nf}= 19.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 1.32$	$V_{ni}= 8.10$	$V_{nf}= 8.10$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 1.32$	$V_{ni}= -8.10$	$V_{nf}= -8.10$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 8 (ACC-02)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 1.32$	$V_{ni}= 19.00$	$V_{nf}= 19.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 1.32$	$V_{ni}= 8.10$	$V_{nf}= 8.10$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (Acqua interna)

Distr	Traverso	$X_i= 0.16$	$X_f= 1.16$	$V_{ni}= -60.00$	$V_{nf}= -60.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 0.16$	$X_f= 1.16$	$V_{ni}= 60.00$	$V_{nf}= 60.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.16$	$Y_f= 1.16$	$V_{ni}= -60.00$	$V_{nf}= -60.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.16$	$Y_f= 1.16$	$V_{ni}= 60.00$	$V_{nf}= 60.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

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

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC-01	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-01	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC-02	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-02	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Acqua interna	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC-01	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Acqua interna	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-01	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
Acqua interna	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC-02	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Acqua interna	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-02	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Acqua interna	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
---------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-01	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 17 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-02	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 18 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-01	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-02	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Acqua interna	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-01	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in N/mm²

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Pressione geostatica

Hansen

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]
a Riposo [combinazione 17]
a Riposo [combinazione 18]
a Riposo [combinazione 19]
a Riposo [combinazione 20]
a Riposo [combinazione 21]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 45.501145
Longitudine 9.291694
Comune Segrate
Provincia Milano
Regione Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo 12040 - 12262 - 12263 - 12041

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria
Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose
Vita di riferimento 100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.69 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 10.52$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 5.26$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.511	0.000
3	0.426	0.000
4	0.511	0.000
5	0.426	0.000
6	0.511	0.000
7	0.426	0.000
8	0.511	0.000
9	0.426	0.000
10	0.511	0.000
11	0.426	0.000
12	0.511	0.000
13	0.426	0.481
14	0.511	0.554
15	0.426	0.000
16	0.426	0.000
17	0.426	0.000
18	0.426	0.000
19	0.426	0.000
20	0.426	0.000
21	0.426	0.000

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.08	-16.14	-1.18	-87.31	-17.14	5.02	59.46
0.66	2.52	11.84	-7.36	3.03	5.02	59.46
1.24	-14.24	-0.77	17.14	89.17	5.02	59.46

Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.08	-13.34	-0.46	13.71	83.40	0.19	53.58
0.66	1.96	11.15	-3.40	0.00	0.19	53.58
1.24	-14.50	-0.46	-85.92	-13.71	0.19	53.58

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.08	-16.14	-1.18	5.02	62.65	18.26	89.32
0.66	-2.50	4.12	-0.33	3.99	15.99	86.36
1.24	-13.34	-0.46	-53.58	-0.19	13.71	83.40

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.08	-14.24	-0.77	-59.48	-2.31	18.26	91.84
0.66	-3.59	2.81	0.23	4.45	15.99	88.88
1.24	-14.50	-0.46	0.19	53.58	13.71	85.92

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [N/mm ²]	σ_{tmax} [N/mm ²]
0.08	0.014	0.100
0.66	0.055	0.097
1.24	0.056	0.133

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 16.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.08	5.65	5.65	2.28
0.66	5.65	5.65	3.32
1.24	5.65	5.65	2.28

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.08	84.84	1351.87	1315.88	4.52
0.66	84.13	0.00	0.00	0.00
1.24	84.84	1351.87	1315.88	4.52

Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 16.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.08	5.65	5.65	2.54
0.66	5.65	5.65	3.53
1.24	5.65	5.65	2.54

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.08	83.47	0.00	0.00	4.52
0.66	83.47	0.00	0.00	0.00
1.24	83.82	675.94	1312.83	4.52

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 16.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.08	3.93	5.65	2.53
0.66	3.93	5.65	14.29
1.24	3.93	5.65	2.46

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.08	86.53	0.00	0.00	0.00
0.66	85.37	0.00	0.00	0.00
1.24	85.86	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 16.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.08	3.93	5.65	3.03
0.66	3.93	5.65	16.25
1.24	3.93	5.65	2.94

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.08	86.53	0.00	0.00	0.00
0.66	85.37	0.00	0.00	0.00
1.24	85.86	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 16.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.08	5.65	5.65	5.650	148.911	7.715
0.66	5.65	5.65	4.124	8.437	99.895
1.24	5.65	5.65	5.106	130.024	7.755

X	τ _c	A _{sw}
0.08	-0.63	4.52
0.66	-0.03	0.00
1.24	0.64	4.52

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 16.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.08	5.65	5.65	4.777	6.789	122.946
0.66	5.65	5.65	3.878	95.418	7.472
1.24	5.65	5.65	5.110	6.789	135.044

X	τ _c	A _{sw}
0.08	0.60	4.52
0.66	-0.02	0.00
1.24	-0.61	4.52

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 16.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.08	3.93	5.65	5.574	13.534	128.577
0.66	3.93	5.65	0.824	5.164	8.736
1.24	3.93	5.65	4.697	12.585	103.146

Y	τ _c	A _{sw}
0.08	0.45	0.00
0.66	0.02	0.00
1.24	-0.39	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 16.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.08	3.93	5.65	5.027	14.184	110.194
0.66	3.93	5.65	0.824	6.244	8.736
1.24	3.93	5.65	5.017	12.761	112.236

Y	τ _c	A _{sw}
0.08	-0.44	0.00
0.66	0.03	0.00
1.24	0.39	0.00

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	9.38	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	-7.14	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	9.38	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	-8.68	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	6.60	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	-8.68	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-9.38	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	2.16	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-8.68	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-9.38	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	2.16	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-8.68	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	10.52	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	-8.39	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	10.52	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	-9.82	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	7.86	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	-9.82	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-10.52	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	2.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-9.82	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-10.52	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	2.05	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-9.82	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	11.58	0.08	0.30	150.97	0.000029
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	-8.56	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	9.11	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	-8.84	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	8.03	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	-10.47	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-11.58	0.08	0.30	193.30	0.000024
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	2.01	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-8.84	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-9.11	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	1.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-10.47	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	4.48	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	-4.64	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	4.48	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	5.65	5.65	10.69	-10.69	-3.77	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	5.65	5.65	10.69	-10.69	4.09	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	5.65	5.65	10.69	-10.69	-3.77	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-4.48	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	-0.36	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-3.77	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	3.93	5.65	10.53	-10.68	-4.48	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	0.66	3.93	5.65	10.53	-10.68	-0.36	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	1.24	3.93	5.65	10.53	-10.68	-3.77	0.00	0.30	0.00	0.000000

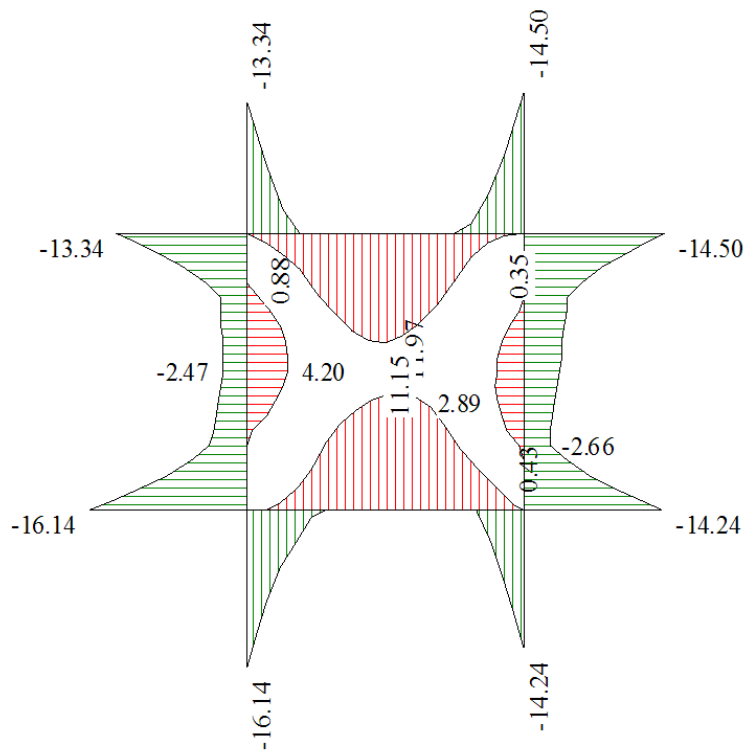
Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

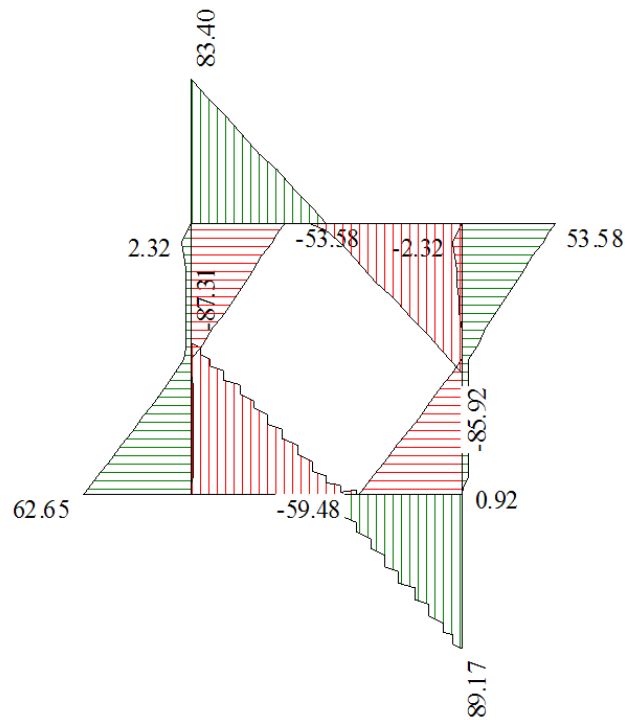
<i>IC</i>	Indice della combinazione
<i>N_c, N_q, N_γ</i>	Fattori di capacità portante
<i>N_c, N_q, N_γ</i>	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
<i>qu</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [N/mm ²]
<i>Q_U</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
<i>Q_Y</i>	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
<i>FS</i>	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	qu	Q_U	Q_Y	FS
1	42.16	29.44	28.77	64.55	39.68	28.77	2.967	3916.35	83.81	46.73
2	26.50	15.30	11.58	40.58	21.35	11.58	1.565	2065.15	64.47	32.03
3	42.16	29.44	28.77	64.55	39.68	28.77	2.967	3916.35	113.57	34.49
4	26.50	15.30	11.58	40.58	21.35	11.58	1.565	2065.15	89.82	22.99
5	42.16	29.44	28.77	47.87	29.77	19.15	1.960	2587.11	113.57	22.78
6	26.50	15.30	11.58	29.00	15.65	7.46	1.002	1322.56	89.82	14.73
7	42.16	29.44	28.77	64.55	39.68	28.77	2.967	3916.35	83.81	46.73
8	26.50	15.30	11.58	40.58	21.35	11.58	1.565	2065.15	64.47	32.03
9	42.16	29.44	28.77	64.55	39.68	28.77	2.967	3916.35	113.57	34.49
10	26.50	15.30	11.58	40.58	21.35	11.58	1.565	2065.15	89.82	22.99
11	42.16	29.44	28.77	47.87	29.77	19.15	1.960	2587.11	113.57	22.78
12	26.50	15.30	11.58	29.00	15.65	7.46	1.002	1322.56	89.82	14.73
13	42.16	29.44	28.77	31.38	19.98	10.70	1.088	1436.57	65.43	21.96
14	26.50	15.30	11.58	19.03	10.75	4.30	0.577	761.27	65.43	11.64

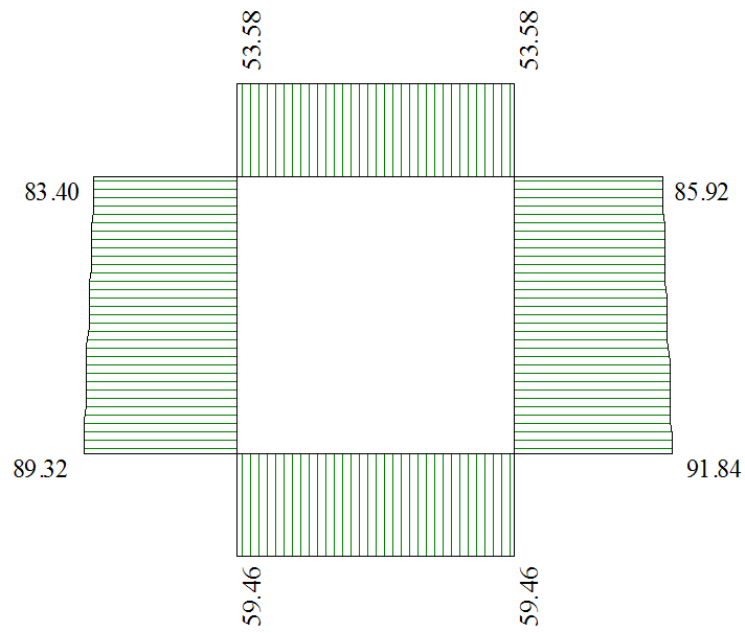
8 DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI



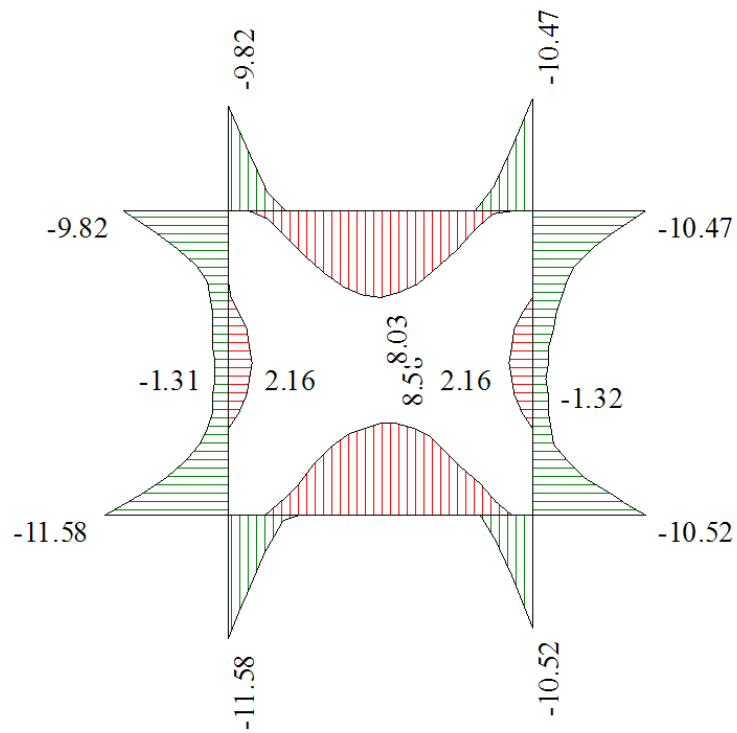
Inviluppo momento SLU



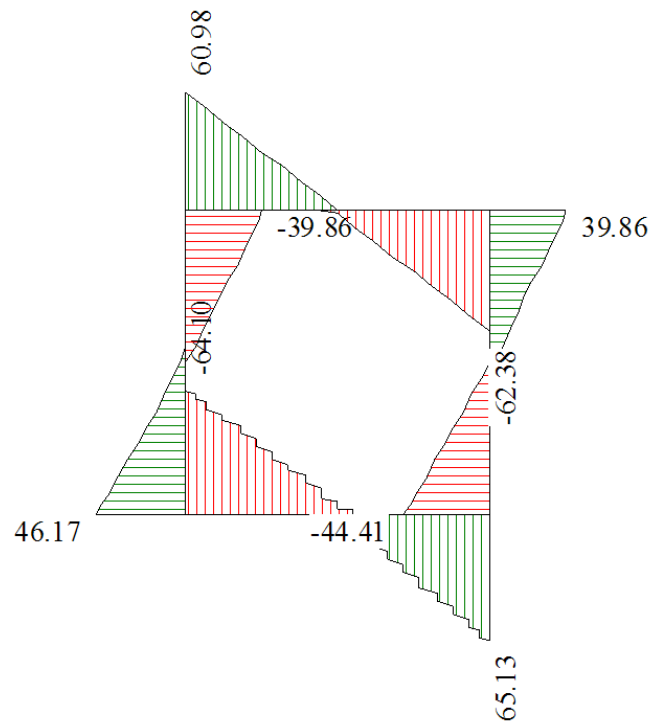
Inviluppo taglio SLU



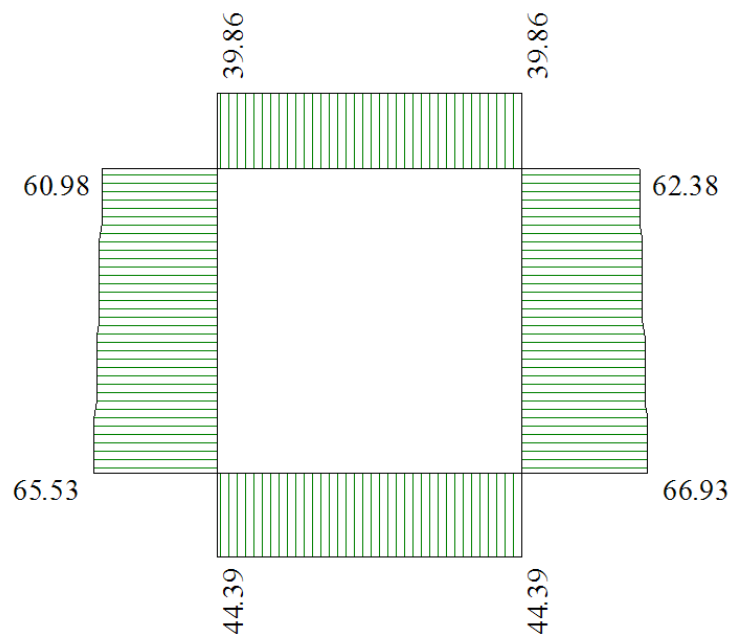
Inviluppo azione assiale SLU



Inviluppo momento SLE



Involuppo taglio SLE



Involuppo azione assiale SLE

9 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

La verifica viene eseguita in fase di esercizio (in assenza di sovraccarichi accidentali); in fase di costruzione non è necessaria data la presenza del tappo di fondo in jet grouting.

Si analizza la situazione più sfavorevole fra le strutture analizzate.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento a quanto esposto dalle NTC 2008 §6.2.3.2:

Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

Verifica a galleggiamento in fase di esercizio

Quota della falda \cong 113.0 m s.l.m.

Massimo battente idraulico = 4.82 m.

Larghezza fondazione = 1.32 m

Peso proprio scatolare $\Rightarrow P_{sc} = 18.56$ kN/m

Peso ricoprimento $\Rightarrow P_{ric} = 105.60$ kN/m

Spinta idraulica $\Rightarrow S_{H2O} = 63.62$ kN/m

Coefficiente di sicurezza:

$$\gamma_c = \frac{(P_{sc} + P_{ric}) \cdot 0.9}{S_{idr} \cdot 1.10} = 1.60$$

Si riporta di seguito il tabulato di verifica.

Verifica in fase di esercizio

SCATOLARE 1.0x1.0

Peso proprio	25.00 kN/mc
Peso terreno laterale	20.00 kN/mc
Peso ricoprimento	20.00 kN/mc
Spinta falda	10.00 kN/mc
Coeff. Azioni favorevoli	0.9
Coeff. Azioni sfavorevoli	1.1
Quota falda	113.00 mslm
Battente idraulico di calcolo	4.82 m

Sezione scatolare

Larghezza interna	B min	1.00 m
	B max	1.00 m
	B med	1.00 m
Altezza	H min	1.00 m
	H max	1.00 m
	H med	1.00 m
H ricoprimento	H med	4.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.16 m
	Sp base min	0.16 m
	Sp base max	0.16 m
	Sp base med	0.16 m
Fondazione/soletta	Sp	0.16 m
	B min	1.32 m
	B max	1.32 m
	B med	1.32 m
Fond. laterale	Sp	0.16 m
	B	0.00 m
Larghezza totale	B min	1.32 m
	B max	1.32 m
	B med	1.32 m
Peso struttura ml	Pp med	18.56 kN
Peso terreno laterale	Pt med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	105.60 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	63.62 kN
Verifica in esercizio	1.60	