



CORINALDO

## ACCORDO DI PROGRAMMA TRA I COMUNI



CASTELLEONE DI SUASA



REGIONE MARCHE  
PROVINCIA DI ANCONA

### AMPLIAMENTO DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI DI CORINALDO

### PROGETTO DEFINITIVO

N. ELAB.	TITOLO ELABORATO	FORMATO
F.3	RELAZIONE DI CALCOLO VASCA PERCOLATO	SCALA

PROGETTISTI

TIMBRO E FIRMA

STUDIO INGEGNERI ASSOCIATI DI PANDOLFI ADALBERTO E  
PANDOLFI LUCA



DESCRIZIONE	DATA	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO
EMISSIONE	11/09/2012	ING. SABATINI	ING. A. FARNESE	ING. G. BARDUCCI
REVISIONE				

## INDICE

<b>1.</b>	<b>OGGETTO.....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>CODICI NORMATIVI E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>2.1</b>	<b>CODICI NORMATIVI .....</b>	<b>4</b>
<b>2.2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>2.3</b>	<b>UNITA' DI MISURA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.4</b>	<b>PARAMETRI SISMICI.....</b>	<b>4</b>
<b>2.5</b>	<b>CLASSE DI ESPOSIZIONE E DURABILITA' .....</b>	<b>5</b>
<b>3.</b>	<b>GEOMETRIA GENERALE.....</b>	<b>7</b>
<b>4.</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>8</b>
<b>5.</b>	<b>METODO DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
<b>5.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>12</b>
5.1.1	<i>Peso proprio elementi strutturali (pareti, platea di fondazione).....</i>	<i>12</i>
5.1.2	<i>Peso proprio terreno di spinta.....</i>	<i>12</i>
5.1.3	<i>Peso proprio solaio di copertura.....</i>	<i>12</i>
5.1.4	<i>Peso proprio percolato .....</i>	<i>12</i>
5.1.5	<i>Spinta attiva in condizioni statiche.....</i>	<i>13</i>
5.1.6	<i>Spinta attiva in condizioni sismiche.....</i>	<i>15</i>
5.1.7	<i>Sovraccarichi accidentali sulla copertura.....</i>	<i>17</i>
5.1.8	<i>Combinazioni di carico.....</i>	<i>18</i>
5.1.9	<i>Stato Limite Ultimo.....</i>	<i>19</i>
5.1.10	<i>Stato Limite di Esercizio.....</i>	<i>19</i>
<b>6.</b>	<b>RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....</b>	<b>20</b>
<b>6.1</b>	<b>SLU-GEO .....</b>	<b>20</b>
<b>6.2</b>	<b>SLE-GEO .....</b>	<b>20</b>
<b>7.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE .....</b>	<b>20</b>
<b>7.1</b>	<b>PARETI.....</b>	<b>21</b>
<b>7.2</b>	<b>PLATEA DI FONDAZIONE .....</b>	<b>24</b>
<b>7.3</b>	<b>SOLAIO DI COPERTURA .....</b>	<b>26</b>
<b>7.4</b>	<b>STRUTTURA DI COPERTURA .....</b>	<b>29</b>

## 1. OGGETTO

Il presente documento riguarda la descrizione delle procedure di calcolo per la realizzazione di una vasca in cemento armato, di portata 700 mc, per la raccolta e lo stoccaggio del percolato di discarica da eseguirsi all'interno del progetto di ampliamento della discarica per rifiuti non pericolosi di Corinaldo (AN) in località San Vincenzo.

La vasca è formata da un volume principale di lati 21.4m x 8.4m x 5m(h) con pozzetto interno formante un'unica struttura in c.a., con platea a spessore variabile per la realizzazione della pendenza e 4 pozzetti accessori per il carico / scarico del percolato.

La vasca si trova in area carrabile per mezzi pesanti.

La struttura di copertura sarà realizzata principalmente con solaio prefabbricato, tranne nel lato EST dove sono sistemate le aperture dove si prevede una soletta in c.a..

## **2. CODICI NORMATIVI E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

### **2.1 CODICI NORMATIVI**

- DM 14/01/2008 – Testo unico delle costruzioni;
- Circolare n. 617 del 2/02/2009 – Istruzione per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14/01/2008;
- UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

### **2.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

- B.1 Relazione Geologica
- B.2 Tavola Geomorfologica
- B.3 Sezioni Litostratigrafiche
- B.4 Risultati campagna geognostica
- B.6 Certificati prove laboratorio geotecnico
- B.7 Campagna geofisica
- B.8 Elaborazioni CPTE
- C.1 Rilievo topografico stato attuale
- D.3.3 Elaborati grafici strutturale vasca percolato

### **2.3 UNITA' DI MISURA**

Il sistema adottato è il SISTEMA INTERNAZIONALE (SI)

- Forza KN
- Lunghezza mm
- Tensione N/mm<sup>2</sup>
- Area mm<sup>2</sup>

### **2.4 PARAMETRI SISMICI**

In base alla classificazione sismica secondo NTC2008 – Tabella Parametri Spettrali, i parametri sismici del sito sono stati calcolati tramite media ponderata dei nodi di codice 20750, 20751, 20972, 20973, il cui reticolo racchiude il sito in oggetto.

Secondo quanto riportato dalla relazione geologico-geotecnica, par. 4.7:

$V_{S30}$ (Velocità delle onde di taglio nei primi 30m):	318	m/s
Categoria del suolo	C	
Categoria topografica	T1	
La vita nominale della struttura è assunta pari a >50 anni (secondo 2.4.1)		
Classe d'uso:	II	
I parametri sismici calcolati in base alle coordinate del sito pertanto risultano:		
S (coefficiente stratigrafico - topografico)		1,426
Accelerazione orizzontale massima ( $m/s^2$ )	ag	0,263

## 2.5 CLASSE DI ESPOSIZIONE E DURABILITA'

Per garantire sia il requisito di durabilità che quello di tenuta idraulica, in accordo ai dettami della norma UNI 11104, gli elementi strutturali vengono inquadrati nella classe di esposizione XC4.

### **2 Corrosione indotta da carbonatazione**

Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.

2 a	<b>XC1</b>	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	<b>XC2</b>	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	<b>XC3</b>	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	<b>XC4</b>	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	←

Secondo quanto specificato al par. 4.1.2.2.4.1 e seguenti, i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione sono riassunti nella seguente tabella:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w3
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w1	ap. fessure	≤ w2
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w2
		quasi permanente	decompressione	≤ w1	ap. fessure	≤ w1
c	Molto aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w2	ap. fessure	≤ w1
		quasi permanente	decompressione	≤ w1	ap. fessure	≤ w1

w1, w2, w3 sono definiti secondo quanto segue:

w1

= 0,2 mm

w2

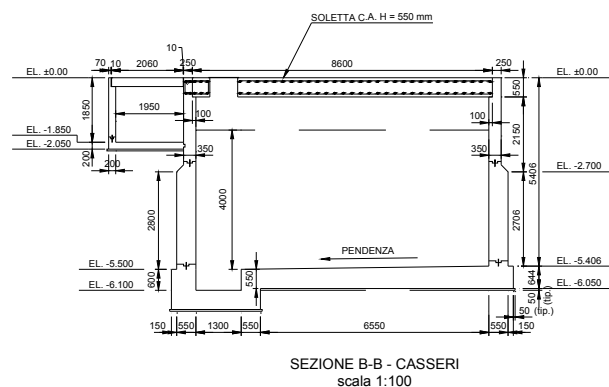
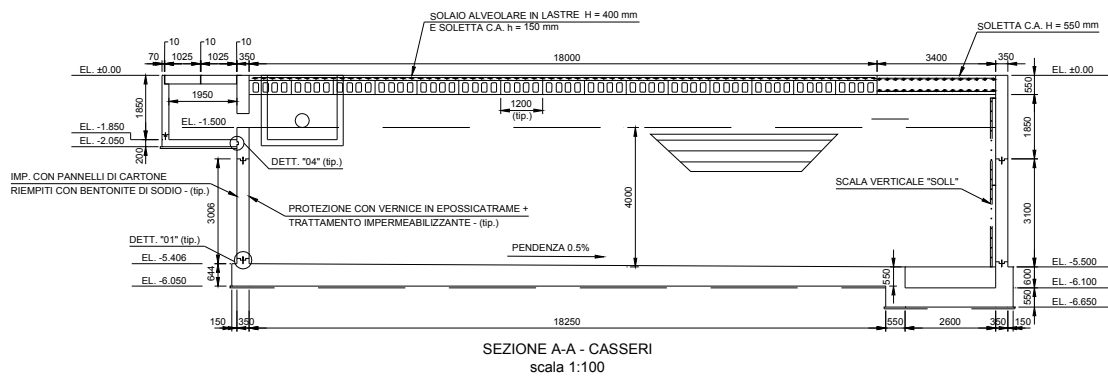
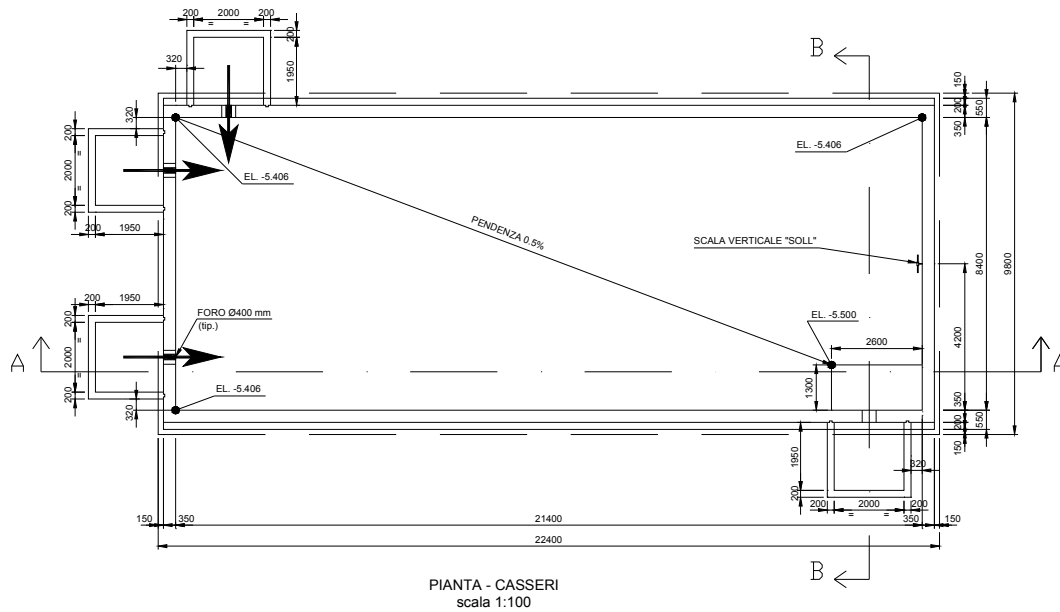
= 0,3 mm

w3 = 0,4 mm

La vasca in oggetto è stata progettata per condizioni ambientali aggressive, allo stato limite di formazione fessure.

Pertanto il valore limite di apertura fessure risulta w1 = 0,3 mm

### 3. GEOMETRIA GENERALE



## 4. MATERIALI

### Conglomerato per cemento armato

*Classe di resistenza C32/40*

Resistenze caratteristiche:

- Resistenza cubica caratteristica  $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
- Peso specifico  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistenza a trazione caratteristica:

- Resistenza media a trazione
- semplice  $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2.117 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione di calcolo

- Coeff. di sicurezza del materiale  $\gamma_c = 1.5$
- Resistenza di calcolo  $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo

- Coeff. di sicurezza del materiale  $\gamma_c = 1.5$
- Resistenza di calcolo  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.411 \text{ N/mm}^2$

### Acciaio per cemento armato

*Acciaio per cemento armato B450C*

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. di sicurezza del materiale  $\gamma_s = 1.15$
- Resistenza di calcolo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$



**Schema litostratigrafico e parametri geotecnici caratteristici**

Come descritto nella relazione geologica l'area destinata all'ampliamento della discarica risulta caratterizzata dal seguente schema litostratigrafico:

	Litotipo di riferimento	Tipo	Descrizione litologica
		Terreno vegetale	Limi argillosi brunastrici ricchi in materia organica e resti vegetali
	LITOTIPO A	Coltre colluviale	Limi argillosi con inclusioni limo-sabbiose. Di colorazione nocciola o variegata da nocciola a grigiastre. A struttura caotica. Presenza di concrezioni e patine di ossidazione.
	LITOTIPO B	Fascia eluviale	Argille limose nocciola-grigiastre, consistenti. Con inclusi sabbiosi giallastri.
	LITOTIPO C	Formazione plio-pleistocenica in posto	Argilla mamosa grigio-azzurrastra stratificata. Dura e di bassa plasticità. Con sottili veli di sabbie fini grigiastre.

Durante la fase di indagine non si è rinvenuta nessuna falda idrica.

La soletta di fondazione della vasca in oggetto si imposta alla profondità di 6,10m dal piano campagna.

Pertanto ai fini del calcolo strutturale si considerano i parametri geotecnici seguenti:

- Litotipo A: terreno di spinta a tergo delle pareti
- Litotipi B e C: terreno di fondazione

Litotipo di riferimento	litologia	Peso di volume	Angolo di attrito	Coesione Efficace	Coes.non Drenata	Ang. attr. Residuo	Modulo Edomet.
		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	$\phi_R$ (°)	Eed (kPa)
Litotipo A	Colluvioni	19	25±2	12±2	85±30	16±2	4000 - 9800
Litotipo B	Eluvioni	20	24±2	15±2	250-300	20±2	15000-25000
Litotipo C	Formazione	21	24±2	24±2	275±50		25000-36000

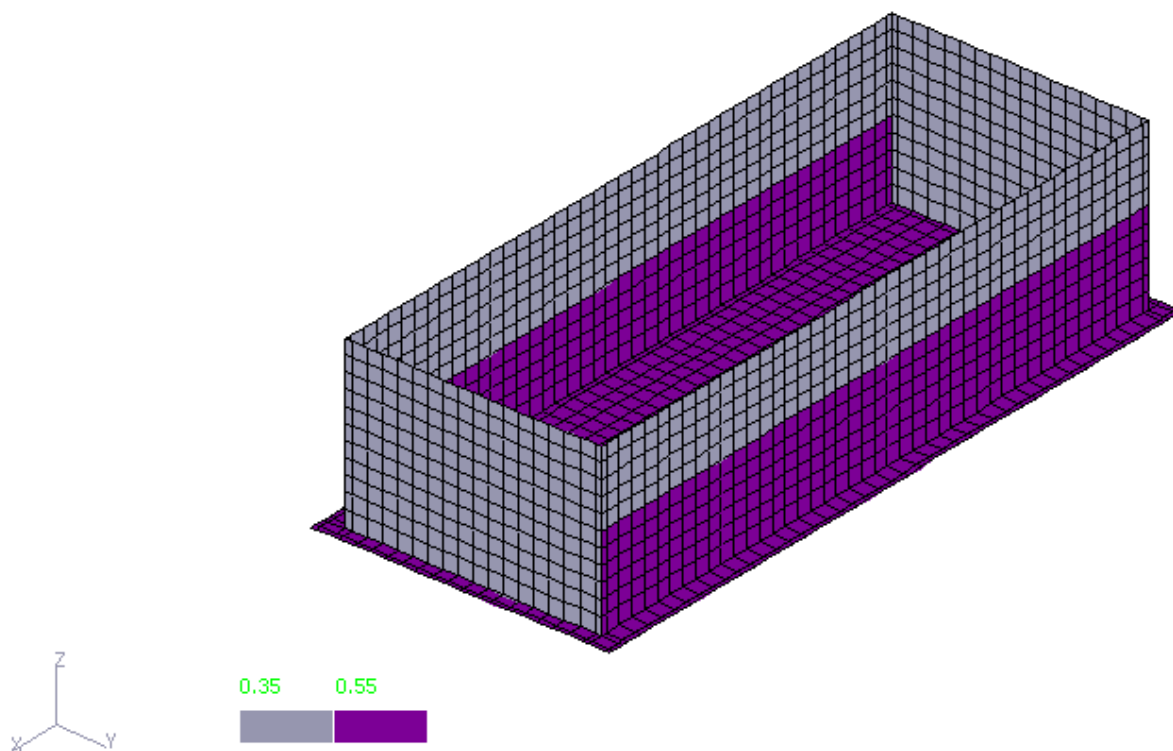
## 5. METODO DI CALCOLO

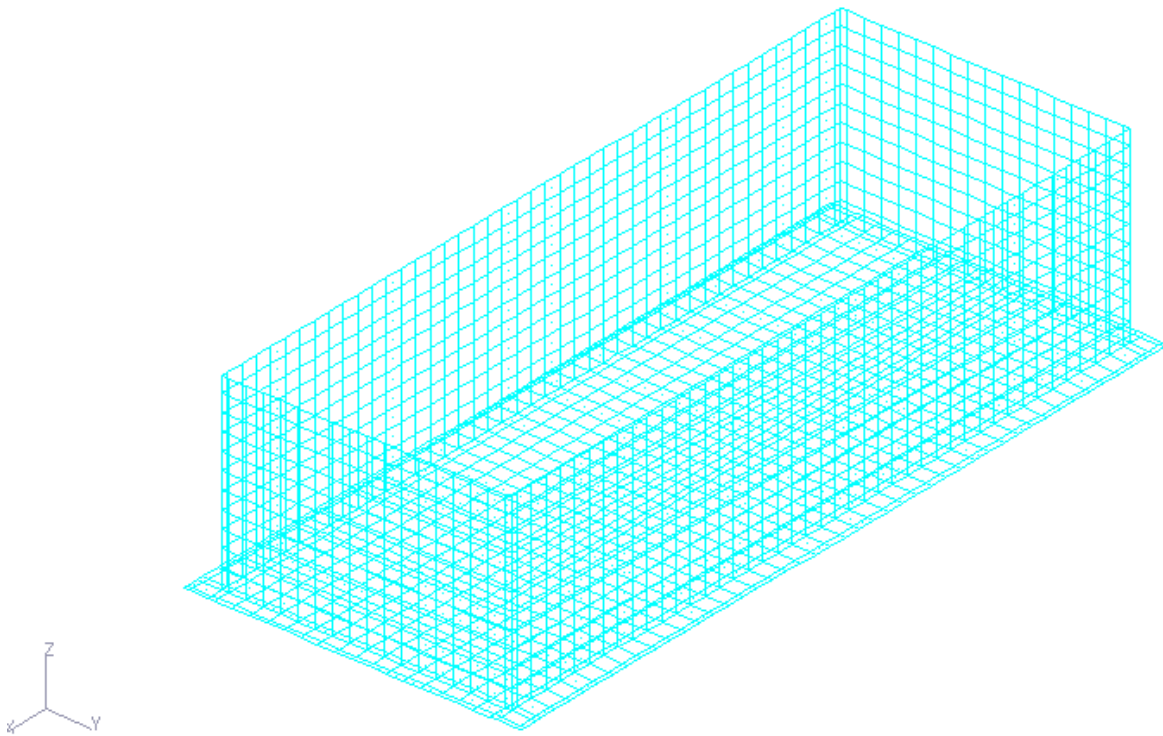
Lo studio e la modellazione dell'opera, i calcoli di dimensionamento e di verifica e tutti gli elaborati tecnici relativi al progetto in esame sono stati redatti secondo i metodi classici della Scienza delle Costruzioni con il "Metodo semi-probabilistico agli stati limite mediante coefficienti parziali di sicurezza" in conformità alla normativa NTC 2008.

La vasca è stata progettata tramite un modello di calcolo realizzato con il software strutturale GTSTRUDL Version 30 prodotto dalla Georgia Tech Research Corporation.

La platea di fondazione e le pareti sono state schematizzate tramite *element type GTStrudl SBQH6 - Plate - Stretching and Bending Hybrid Quad with 6 D.O.F.* al quale è stato assegnato il rispettivo spessore.

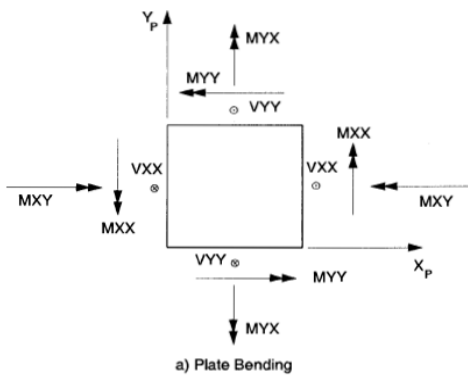
La reazione elastica del terreno è stata inclusa nel modello di calcolo al fine di simulare il comportamento schematizzato di Winkler.





Schematizzazione mesh con element type GTStrudl SBQH6 - Plate - Stretching and Bending Hybrid Quad with 6 D.O.F.

Le sollecitazioni interne ottenute si riferiscono alla convenzione dei segni riportata di seguito secondo la teoria delle lastre inflesse di Kirchhoff:



## **5.1 ANALISI DEI CARICHI**

### **5.1.1 Peso proprio elementi strutturali (pareti, platea di fondazione)**

Peso specifico cemento armato 25.00 kN/mc

### **5.1.2 Peso proprio terreno di spinta**

Peso specifico litotipo A 19.00 kN/mc

### **5.1.3 Peso proprio solaio di copertura**

Solaio di copertura in pannelli alveolari in calcestruzzo precompresso H=40cm ad intradosso piano e liscio da fondo cassero, modulo 120cm, alveoli ottenuti con finitrice ad estrusione armati con treccie e trefoli d'acciaio armonico. Spessore soletta di completamento 15cm. 8.50 kN/mq

### **5.1.4 Peso proprio percolato**

Il livello idraulico massimo previsto è di 4m circa:

Peso specifico percolato 10.00 kN/mq

**5.1.5 Spinta attiva in condizioni statiche**

La spinta attiva in condizioni statiche esercitata dal terreno sulle pareti della vasca è stata calcolata in conformità alla teoria di Coulomb secondo la formula seguente:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\lambda + \delta) \cdot \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)} \right]^2}$$

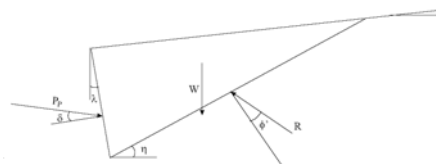
dove

$\lambda$ : inclinazione della parete = 0°

$\beta$ : inclinazione del piano campagna a monte = 0°

$\phi$ : angolo d'attrito del terreno

$\delta$ : angolo d'attrito parete- terreno =  $\phi/3$  (secondo la buona pratica dell'ingegneria)



In accordo al paragrafo 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008 per il calcolo della spinta litostatica si utilizza l'Approccio 2 (AI+MI+R3). Pertanto i parametri geotecnici di progetto risultano applicando alle grandezze caratteristiche del terreno, di cui al punto 4 della presente relazione, i coefficienti parziali della tabella seguente:

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_w$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{sa}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Si considerano quindi:

PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	(M1)	
Peso specifico	$\gamma_d$	19kN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	$\phi_d$	25°
Angolo d'attrito parete- terreno	$\delta_d$	8,33°
Coefficiente di spinta attiva	$k_a$	0,38

**Spinta attiva del terreno**

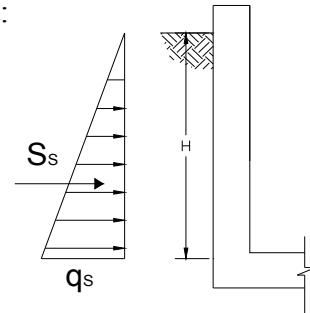
La spinta attiva dovuta al terreno a tergo delle pareti della vasca risulta pari a:

$$S_s = 0.5 \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2 = 109,20 \text{ kN/m}$$

dove:

H: altezza del terreno a monte = 5,50m

$$q_s = \gamma \cdot k_a \cdot H = 39,71 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$



**Spinta attiva del sovraccarico accidentale a monte**

Nell'area di progetto va considerato un sovraccarico accidentale per zone carrabili come meglio descritto al paragrafo 5.1.7.

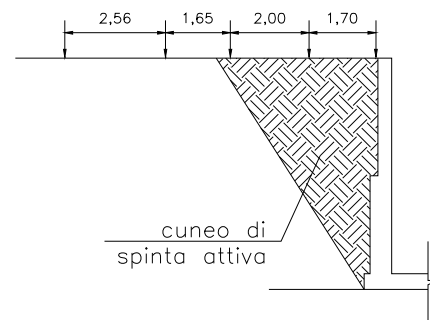
Nella condizione più sfavorevole ricadono nel cuneo di spinta della parete n°3 ruote di un semiasse per un carico complessivo pari a:

$$Q: \text{carico accidentale distribuito a tergo della parete} = (3 \times P_w) / L = 48,65 \text{ kN/m}^2 \sim 50 \text{ kN/m}^2$$

dove

P<sub>w</sub>: peso di una ruota = 60kN

L. lunghezza di incidenza del carico = 3,70m



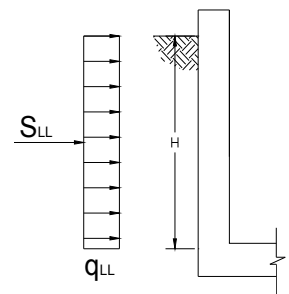
La spinta attiva dovuta al sovraccarico accidentale a tergo delle pareti della vasca risulta pari a:

$$S_{LL} = q_{LL} \cdot H = 104,50 \text{ kN/m}$$

dove:

H: altezza del terreno a monte = 5,50m

$$q_{LL} = k_a \cdot Q = 19,00 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$



### 5.1.6 Spinta attiva in condizioni sismiche

La spinta attiva in condizioni sismiche esercitata dal terreno sulle pareti della vasca è stata calcolata in conformità alla teoria di Mononobe-Okabe secondo la formula seguente:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} k_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad \psi = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

dove

$\theta$ : inclinazione della parete =  $0^\circ$

$\beta$ : inclinazione del piano campagna a monte =  $0^\circ$

$\varphi$ : angolo d'attrito del terreno

$\delta$ : angolo d'attrito parete- terreno =  $\varphi/3$  (secondo la buona pratica dell'ingegneria)

$$k_h = \beta_m (a_{max}/g) = 0,263$$

con

$a_{max}$ : accelerazione massima orizzontale attesa al sito = 0.296g

$\beta_m = 1$  (per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, cfr 7.11.6.2.1, D.M. 14/01/2008)

$$k_v = 0,5 \quad k_h = 0,1315$$

$$\psi = 16,85^\circ$$

In accordo ai paragrafi 6.5.3.1.1 e 7.11.1 del D.M. 14/01/2008 per il calcolo della spinta sismica si utilizza l'approccio 2 (**A1+M1+R3**). Pertanto i parametri geotecnici di progetto risultano applicando alle grandezze caratteristiche del terreno, di cui al punto 4 della presente relazione, i coefficienti parziali della tabella seguente:

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_i$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_s$	$\gamma_w$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_s$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{sk}$	$\gamma_{sk}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Si considerano quindi:

PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	(M1)	
Peso specifico	$\gamma_d$	19kN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi_d$	25°
Angolo d'attrito parete- terreno	$\delta_d$	8,33°
Coefficiente di spinta attiva	$ka_E$	0,68

**Spinta attiva del terreno**

La spinta attiva dovuta al terreno a tergo delle pareti della vasca risulta pari a:

$$P_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot k_{aE} \cdot H^2 = 169,72 \text{ kN/m}$$

dove:

H: altezza del terreno a monte = 5,50m

**Spinta attiva del sovraccarico accidentale a monte**

Nell'area di progetto va considerato un sovraccarico accidentale per zone carrabili come meglio descritto al paragrafo 5.1.7.

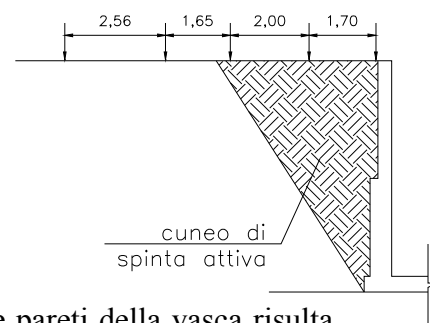
Nella condizione più sfavorevole ricadono nel cuneo di spinta della parete n°3 ruote di un semiasse per un carico complessivo pari a:

$$Q: \text{carico accidentale distribuito a tergo della parete} = (3 \times P_w) / L = 48,65 \text{ kN/m}^2 \sim 50 \text{ kN/m}^2$$

dove

$P_w$ : peso di una ruota = 60kN

L. lunghezza di incidenza del carico = 3,70m



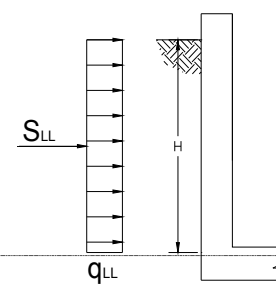
La spinta attiva dovuta al sovraccarico accidentale a tergo delle pareti della vasca risulta pari a:

$$S_{LL} = q_{LL} \cdot H = 187,00 \text{ kN/m}$$

dove:

H: altezza del terreno a monte = 5,50m

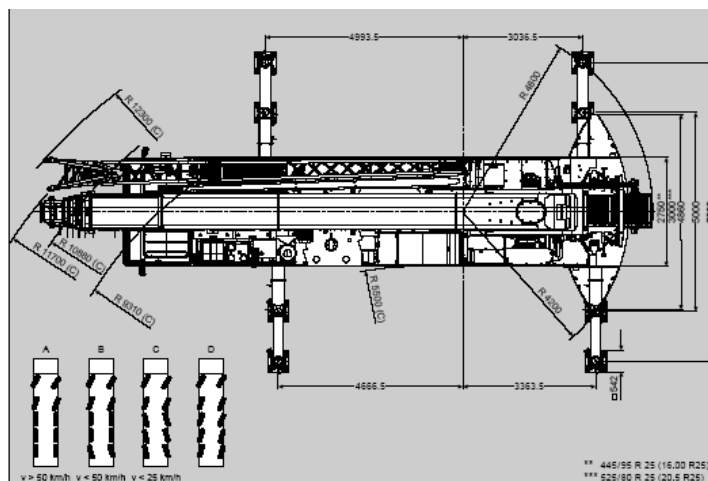
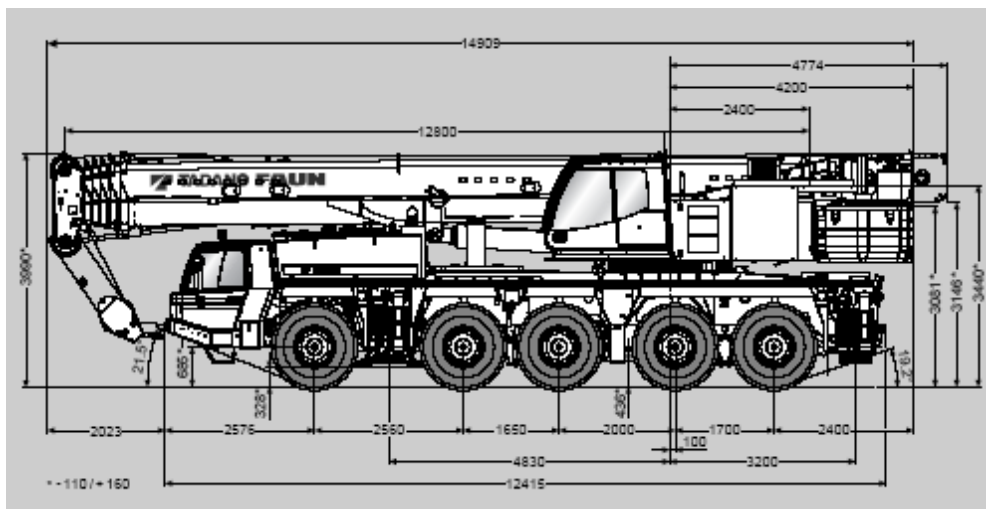
$$q_{LL} = k_{aE} \cdot Q = 34,00 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$



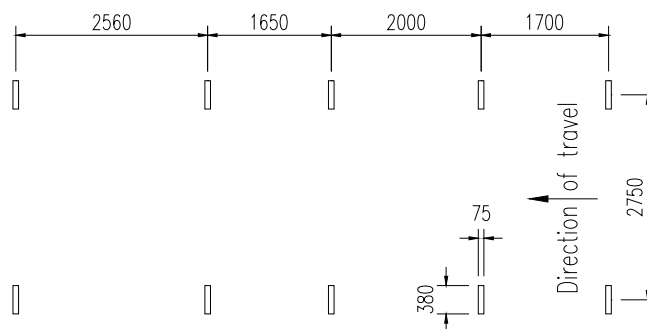


### 5.1.7 Sovraccarichi accidentali sulla copertura

Nell'area di progetto viene considerato un sovraccarico accidentale per zone carrabili secondo quanto prescritto nel "Crane Catalogue ALL-TERRAIN ATF 130G-5".



Achse / Axle Essieu / Eje	1	2	3	4	5	Gesamtgewicht / Total weight Poids total / Peso total
(t)	12	12	12	12	12	60*



Carico per asse = 120 kN

Carico per ruota = 120 / 2 = 60kN

### 5.1.8 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cfr paragrafi 2.5.3 e 6.5.3, D.M. 14/01/2008)

- Combinazione fondamentale (SLU)  $\gamma_G G + \gamma_Q Q_k$

Approccio 2 (A1+M1+R3)

con riferimento ai coefficienti riportati di seguito:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_i$ (o $\gamma_{fi}$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{01}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{02}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{03}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_{fi}$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{s1}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

- Combinazione caratteristica (rara) (SLE)  $G + Q_k$
- Combinazione sismica  $E + G + \psi_2 Q_k$  con  $\psi_2 = 0,3$  per CATEGORIA G

Nel listato delle combinazioni riportato nei paragrafi successivi si utilizza la seguente nomenclatura dei carichi indipendenti:

CARICO INDIPENDENTE	
1	Peso proprio elementi strutturali in c.a.
1b	Peso proprio copertura
1c	Peso proprio terreno di spinta
1w	Peso proprio percolato
2	Spinta attiva litostatica
2a	Spinta attiva sismica dovuta al terreno
3	Spinta attiva statica del sovraccarico accidentale a monte
3a	Spinta attiva sismica del sovraccarico accidentale a monte
4	Sovraccarichi accidentali sulla copertura

**5.1.9 Stato Limite Ultimo**

LOAD COMB	'ULS1'	'Fondamentale comb #1'	-			
COMB	1	1.3000	'1c'	1.3000	-	
	2	1.3000	3	1.5000	-	
LOAD COMB	'ULS2'	'Fondamentale comb #2'	-			
COMB	1	1.3000	'1c'	1.3000	-	
	'1w'	1.3000	2	1.3000	-	
	3	1.5000			-	
LOAD COMB	'ULS3'	'Fondamentale comb #3'	-			
COMB	1	1.3000	'1c'	1.3000	-	
	'1w'	1.3000	2	1.3000	-	
	3	1.5000	'1b'	1.3000	-	
	4	1.5000			-	
LOAD COMB	'ULS4'	'Fondamentale comb #4'	-			
COMB	1	1.3000	'1c'	1.3000	-	
	'1w'	1.3000	2	1.3000	-	
	3	1.5000	'1b'	1.3000	-	
LOAD COMB	'ULS5'	'sismica comb #5'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'2a'	1.0000	'3a'	0.3000	-	
LOAD COMB	'ULS6'	'sismica comb #6'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'1w'	1.0000	'2a'	1.0000	-	
	'3a'	0.3000			-	
LOAD COMB	'ULS7'	'sismica comb #7'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'1w'	1.0000	'2a'	1.0000	-	
	'3a'	0.3000	'1b'	1.0000	-	
	4	0.3000			-	
LOAD COMB	'ULS8'	'sismica comb #8'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'1w'	1.0000	'2a'	1.0000	-	
	'3a'	0.3000	'1b'	1.0000	-	

**5.1.10 Stato Limite di Esercizio**

LOAD COMB	'SLS1'	'Fondamentale comb #1'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	2	1.0000	3	1.0000	-	
LOAD COMB	'SLS2'	'Fondamentale comb #2'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'1w'	1.0000	2	1.0000	-	
	3	1.0000			-	
LOAD COMB	'SLS3'	'Fondamentale comb #3'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'1w'	1.0000	2	1.0000	-	
	3	1.0000	'1b'	1.0000	-	
	4	1.0000			-	
LOAD COMB	'SLS4'	'Fondamentale comb #4'	-			
COMB	1	1.0000	'1c'	1.0000	-	
	'1w'	1.0000	2	1.0000	-	
	3	1.0000	'1b'	1.0000	-	

## 6. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Sono state effettuate le seguenti verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite:

- collasso per carico limite fondazione-terreno (SLU-GEO)
- cedimenti assoluti e differiti nel tempo (SLE-GEO)

### 6.1 SLU-GEO

Approccio	Combinazione	NO. Combo	Carico di progetto (kN/m <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto (kN/m <sup>2</sup> )
1	Sisma	ULS7	112,00	625
2	A1+M1+R3	ULS3	140,68	664

### 6.2 SLE-GEO

I carichi di progetto non causano cedimenti per consolidamento significativi, né in termini assoluti, né differenziali, comunque in grado di compromettere l'integrità della struttura in progetto. Infatti, i carichi indotti dalla struttura saranno compensati da quelli litostatici preesistenti.

Per maggiori dettagli si rimanda all'allegato 1 della presente relazione.

## 7. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Si riportano, per ciascun elemento strutturale, i diagrammi dei momenti di intradosso ed estradosso e i ferri di armatura ottenuti da verifica di sezione:

**7.1 PARETI**

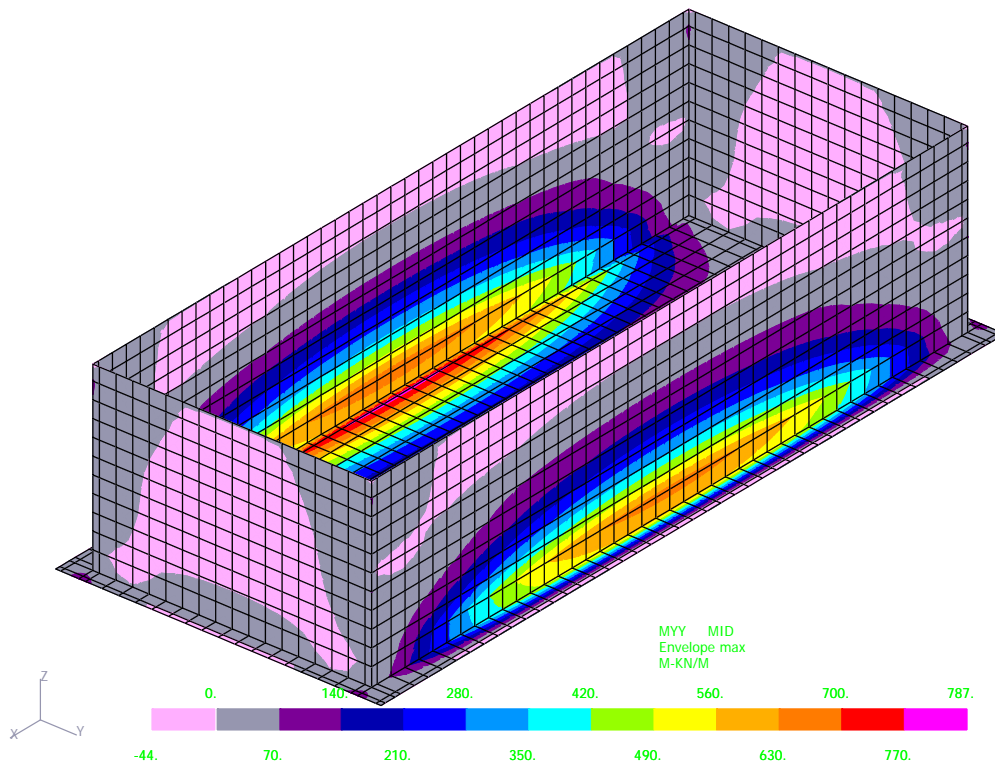


Fig.1 - Diagramma momento flettente  $M_{yy}$  massimo di estradosso per calcolo armature verticali

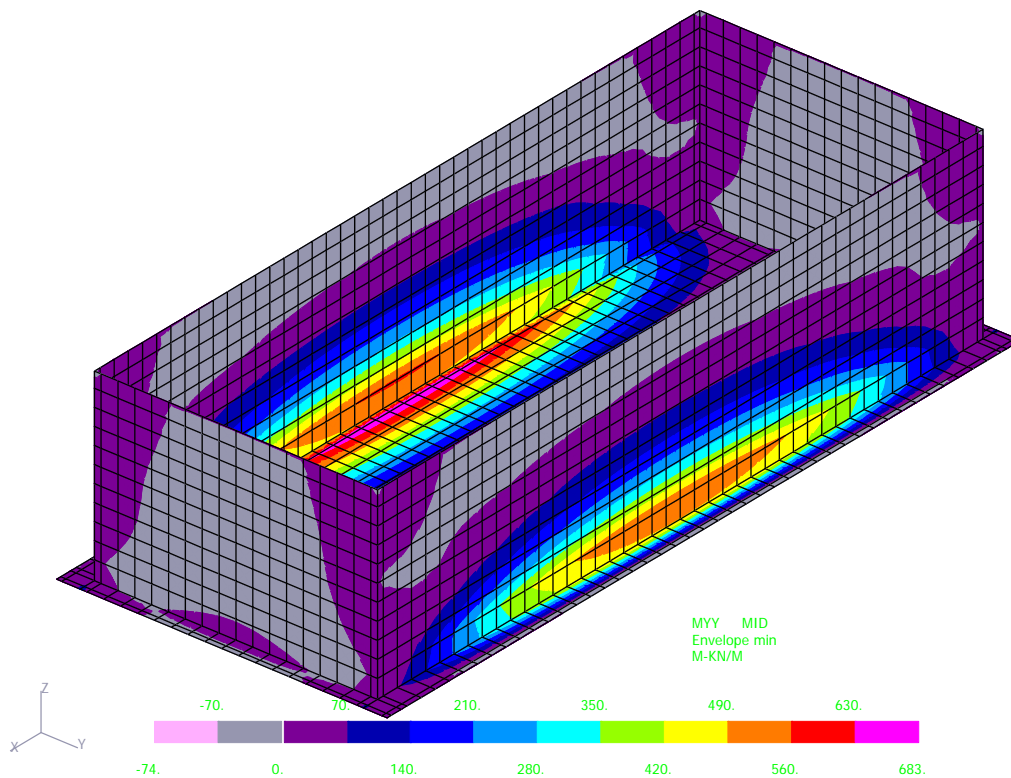


Fig.2 - Diagramma momento flettente  $M_{yy}$  massimo di intradosso per armature verticali

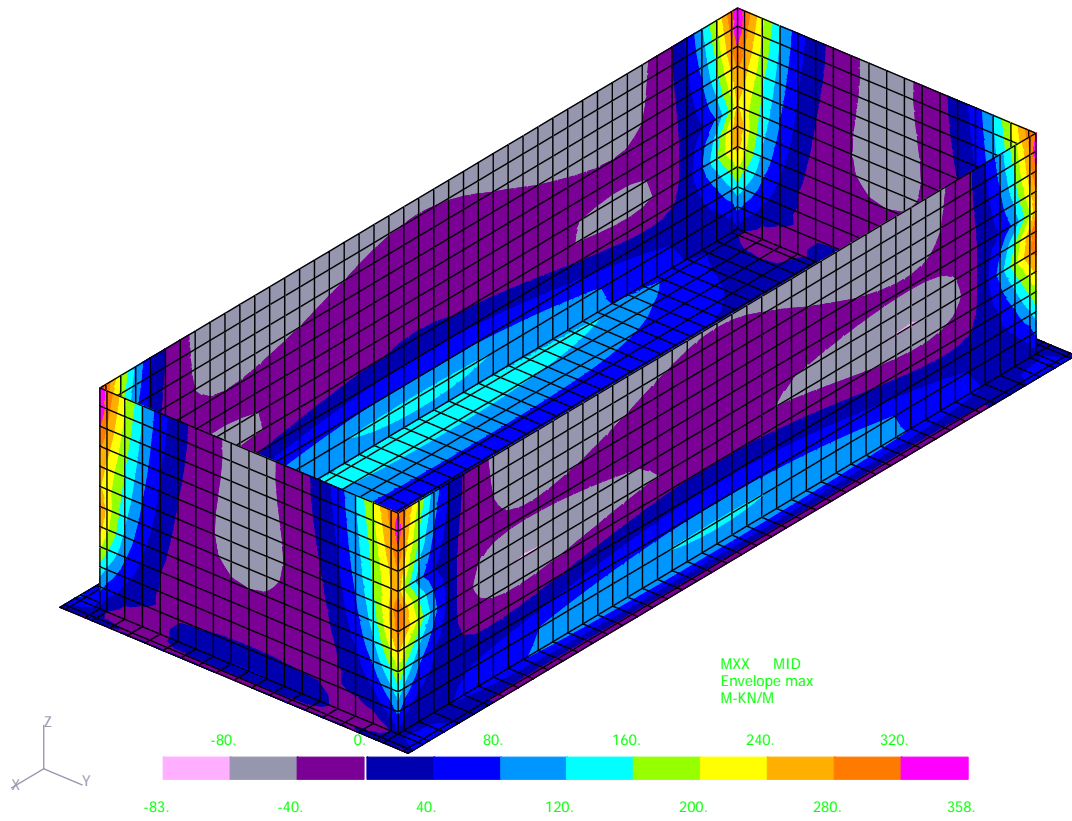


Fig.3 - Diagramma momento flettente  $M_{xx}$  massimo di estradosso per calcolo armature orizzontali

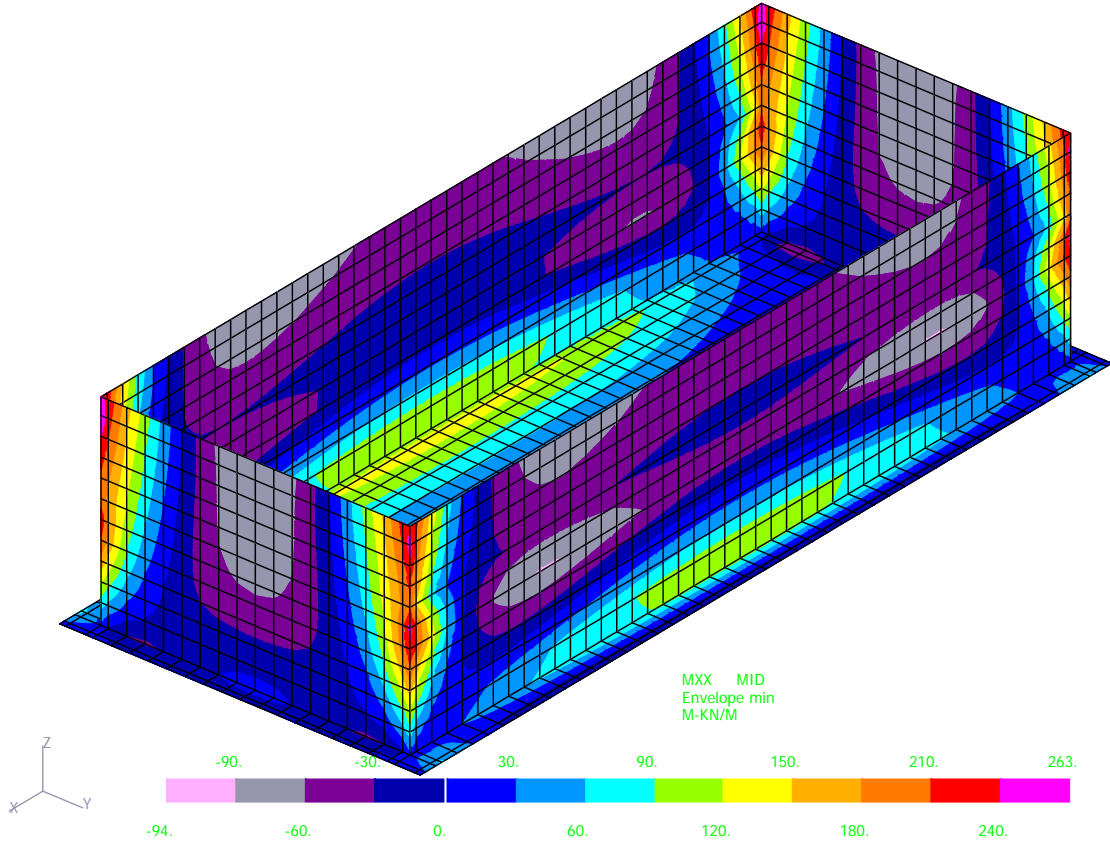


Fig.4 - Diagramma momento flettente  $M_{xx}$  massimo di intradosso per calcolo armature orizzontali

Armature verticali pareti longitudinali:

Parete 550mm con  $\Phi 26/200$  all'estradosso e  $\Phi 20/200$  all'intradosso

Parete 350mm con  $\Phi 20/200$  all'estradosso e  $\Phi 16/200$  all'intradosso

Armature orizzontali pareti longitudinali:

Parete 550mm con  $\Phi 12/200$  all'estradosso e  $\Phi 12/200$  all'intradosso + armatura d'angolo  $\Phi 16/200$

Parete 350mm con  $\Phi 12/200$  all'estradosso e  $\Phi 12/200$  all'intradosso + armatura d'angolo  $\Phi 20/200$

Armature verticali pareti trasversali:

Parete 350mm con  $\Phi 20/200$  all'estradosso e  $\Phi 12/200$  all'intradosso (sezione d'incastro parete-platea)

Parete 350mm con  $\Phi 12/200$  all'estradosso e  $\Phi 12/200$  all'intradosso

Armature orizzontali pareti trasversali:

Parete 350mm con  $\Phi 16/200$  all'estradosso e  $\Phi 16/200$  all'intradosso + armatura d'angolo  $\Phi 20/200$   
(da EL. -2,70m a EL.  $\pm 0,00$ m)

Parete 350mm con  $\Phi 16/200$  all'estradosso e  $\Phi 16/200$  all'intradosso + armatura d'angolo  $\Phi 16/200$   
(da EL. -5,50m a EL. -2,70m)

***Intradosso parete:*** Lato interno

***Estradosso parete:*** Lato esterno

Nel dimensionamento delle armature di intradosso delle pareti e' stato preso in considerazione anche lo schema statico secondo cui la struttura di copertura costituisce appoggio in sommità per la parete.

**PLATEA DI FONDAZIONE**

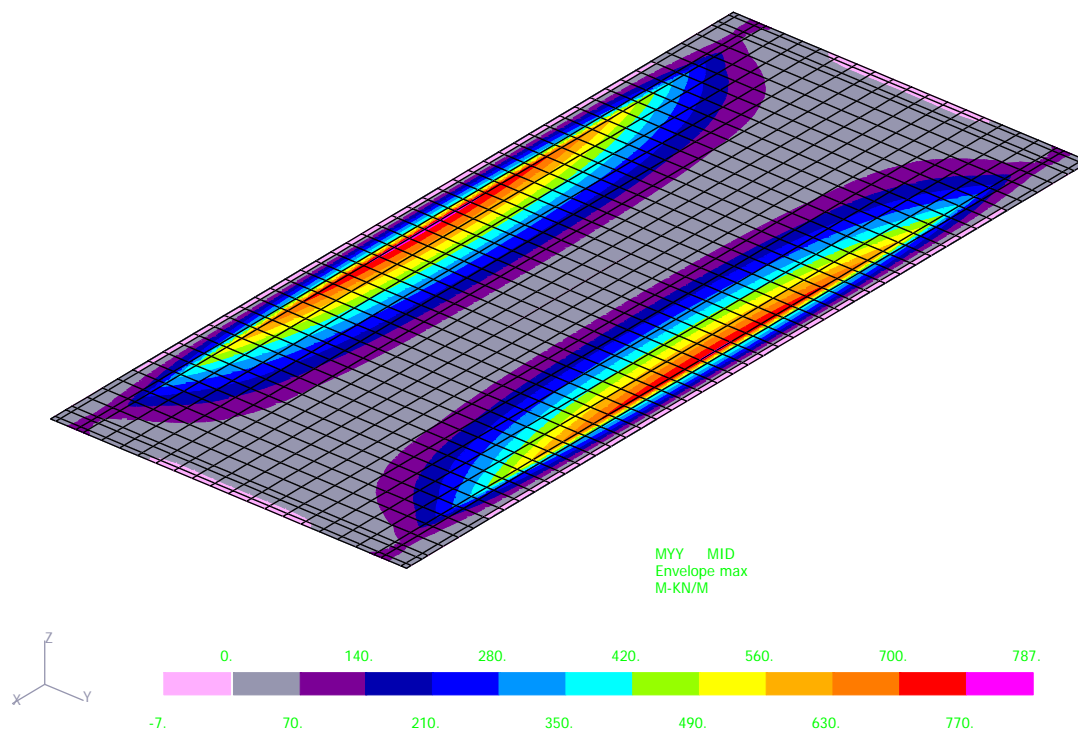


Fig.5 - Diagramma momento flettente Myy massimo di intradosso per calcolo armature dir. Y

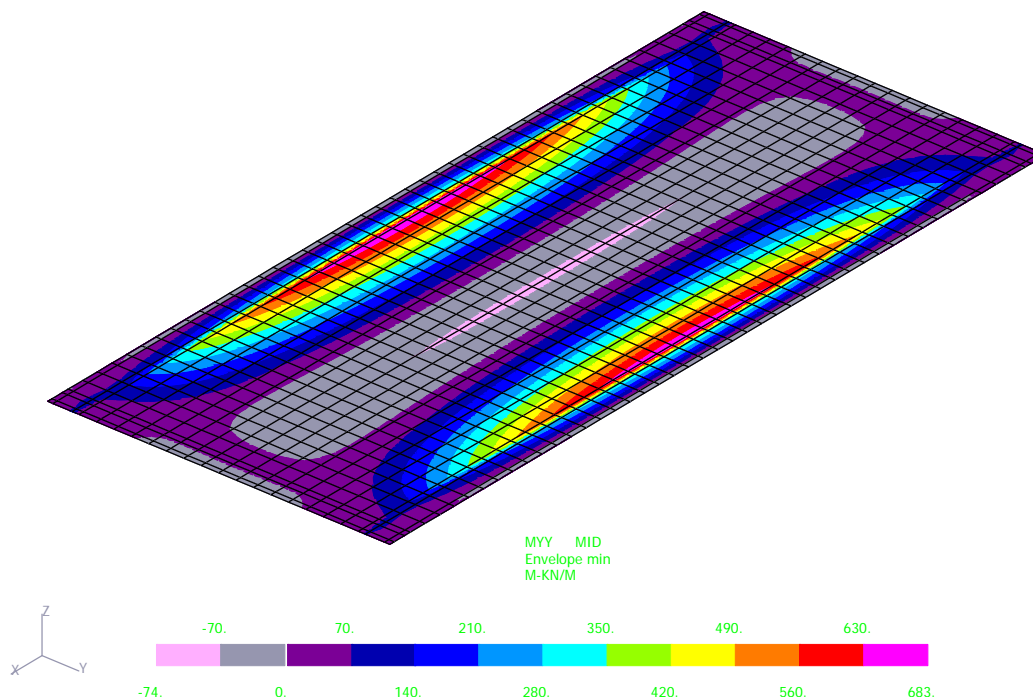


Fig.6 - Diagramma momento flettente Myy massimo di estradosso per calcolo armature dir. Y



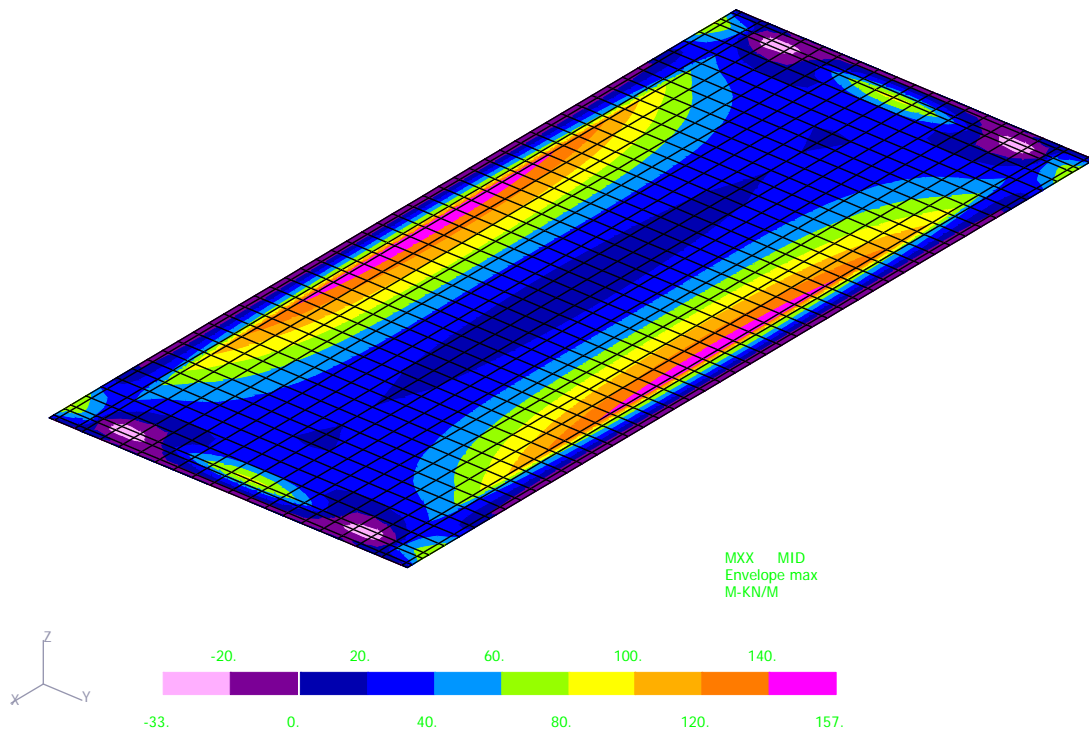


Fig.7 - Diagramma momento flettente  $M_{xx}$  massimo di intradosso per calcolo armature dir. X

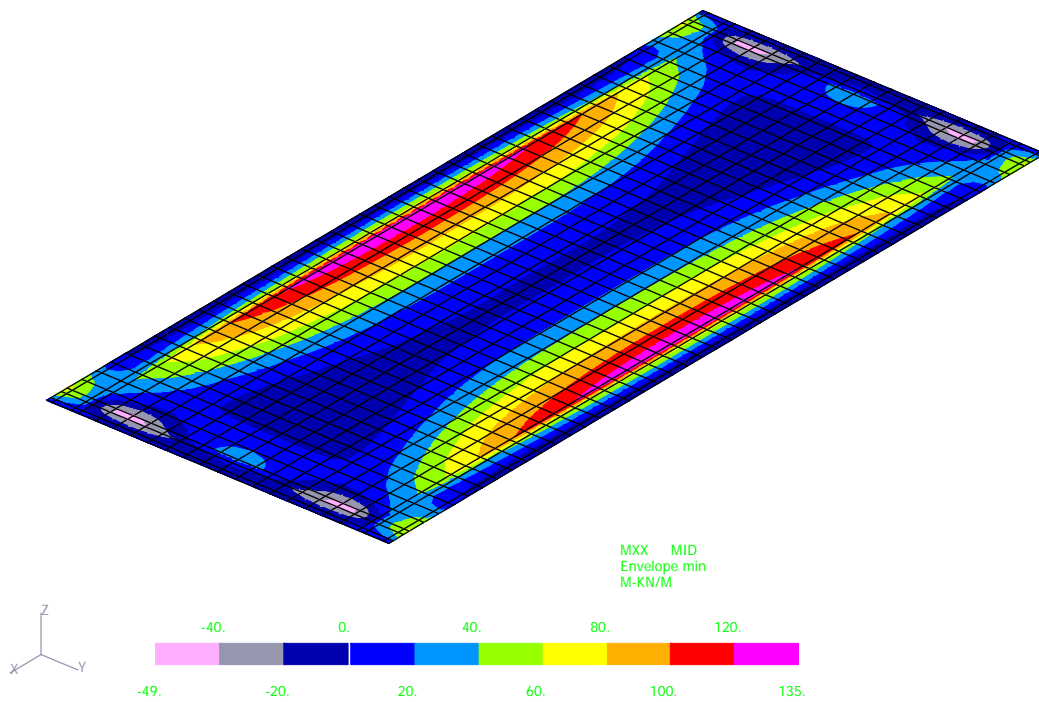


Fig.8 - Diagramma momento flettente  $M_{xx}$  massimo di estradosso per calcolo armature dir. X

Armature direzione Y:

$\Phi 20/200$  all'intradosso e  $\Phi 16/200$  all'estradosso + armatura di rinforzo  $\Phi 16/200$  all'intradosso

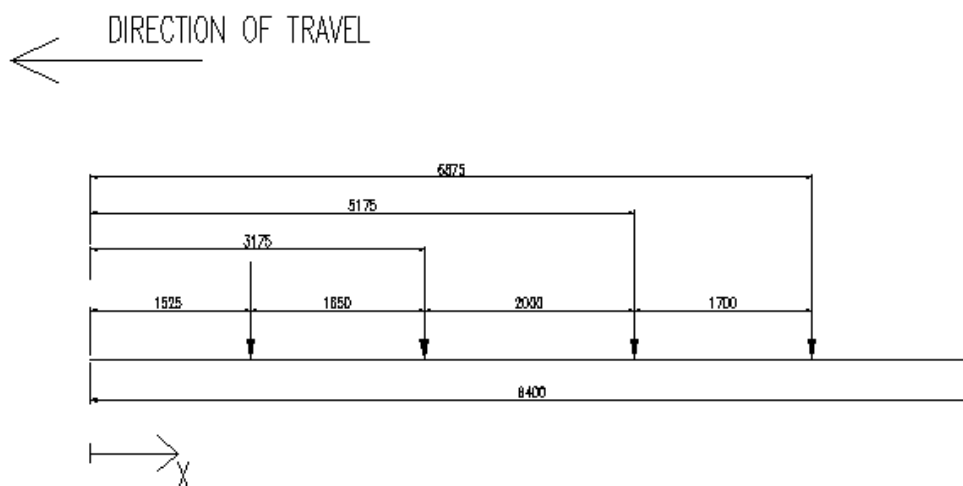
Armature direzione X:

$\Phi 20/200$  all'intradosso e  $\Phi 16/200$  all'estradosso

## 7.2 SOLAIO DI COPERTURA

Si intende realizzare la struttura di copertura principalmente con solaio prefabbricato.

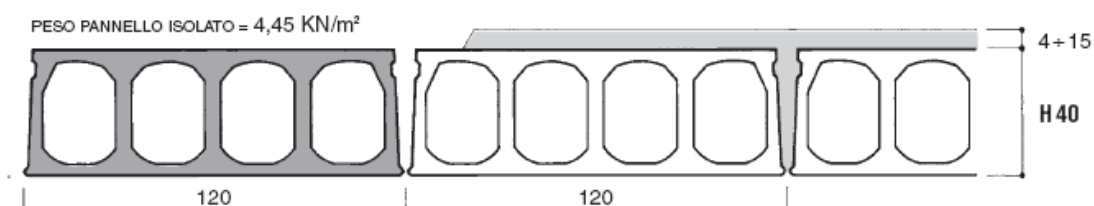
Il momento sollecitante di calcolo è stato ottenuto ipotizzando uno schema strutturale a trave doppiamente appoggiata caricato da 4 ruote di mezzo pesante:



$$M_{max} = 514.84 \text{ kNm} \quad T = 2.70 \text{ kNm}$$

$$x = 0.556 \text{ m}$$

Si adotta un solaio costituito da pannelli in calcestruzzo precompresso ad intradosso piano e liscio da fondo cassero. Ogni pannello ha larghezza pari a 120 cm e altezza pari a 40 cm. Il solaio è completato con un getto integrativo in opera dello spessore di 15 cm.



MATERIALI	RESISTENZE CARATTERISTICHE N/mm <sup>2</sup>	TENSIONI AMMISSIBILI N/mm <sup>2</sup>
CALCESTRUZZO PANNELLI	R <sub>ck</sub> ≥ 55,0	$\bar{\sigma}_c = -20,9$ $\bar{\sigma}_t = +1,65$ $\bar{\tau}_{\infty} = 0,933$
ARMATURA PANNELLI (acciaio controllato)	f <sub>ptk</sub> ≥ 1870	$\bar{\sigma}_p = 1120$
CALCESTRUZZO GETTI IN OPERA	R <sub>ck</sub> ≥ 30,0 SALVO DIVERSE PRESCRIZIONI	$\bar{\sigma}_c = -9,75$
ARMATURA A TAGLIO E A MOM. NEGATIVO AD A.M. TIPO F <sub>9</sub> B44K CONTROLLATO	f <sub>yk</sub> ≥ 430	$\bar{\sigma}_s = 255$

**Schema statico:** si adotta normalmente lo schema statico di semplice appoggio ponendo attenzione agli effetti fessurativi all'estradosso delle zone di appoggio. Nel caso di continuità l'armatura deve essere sufficientemente diffusa (almeno ogni 60 cm) ed adeguatamente ancorata provvedendo all'esecuzione di una soletta di conglomerato gettata in opera. Le prestazioni statiche sono calcolate, ai sensi del vigente D.M., verificando lo stato tensionale al lembo superiore della eventuale soletta, ai lembi superiore e inferiore del pannello prefabbricato, tenendo conto delle fasce intermedie e transitorie. E inoltre verificato che risulti un coefficiente di sicurezza a rottura ≥ 1,5, valutando il momento di rottura con il metodo tensioni/deformazioni in base ad un allungamento limite dell'acciaio preteso pari all'1% olti la decompressione. Per l'impiego degli elementi secondo i diagrammi di utilizzo è garantita una resistenza al fuoco secondo la norma UNI 9502 pari a R60 per NEOCEM H 32-40 e R90 per NEOCEM H 50. Adottando opportuni accorgimenti è possibile elevare la resistenza al fuoco fino a R180.

CARATTERISTICHE DEI PANNELLI - VALORI RIFERITI A m. 1,20 (PANNELLO ISOLATO)												
ALTEZZA PANNELLI	H cm	32				40				50		
		TIPO	1	2	2/3	3	1	2	2/3	3	1	2
ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	TIPO											
SEZIONE ARMATURA DA PRECOMP.	A <sub>p</sub> cm <sup>2</sup>	5,20	9,30	12,09	15,81	5,20	9,30	12,09	15,81	9,30	15,81	20,46
AREA IDEALE	A <sub>i</sub> cm <sup>2</sup>	1897	1922	1939	1961	1956	1980	1997	2019	2854	2893	2921
DISTANZA BARIC. DAL LEMBO SUP.	X <sub>i</sub> cm	16,30	16,39	16,46	16,53	19,61	19,74	19,85	19,95	25,26	25,43	25,61
DISTANZA BARIC. DAL LEMBO INF.	Y <sub>i</sub> cm	15,70	15,61	15,54	15,47	20,39	20,26	20,15	20,05	24,74	24,57	24,39
MOMENTO D'INERZIA	J cm <sup>4</sup>	250438	253979	255071	258220	418203	424694	427396	433087	895901	907530	91778
PROCOMP. FINALE AL LEMBO SUP.	σ <sub>cps</sub> N/mm <sup>2</sup>	-0,301	-0,646	-0,653	-1,322	-0,102	-0,315	-0,129	-0,700	+0,064	-0,178	+0,52
PROCOMP. FINALE AL LEMBO INF.	σ <sub>cpi</sub> N/mm <sup>2</sup>	-5,982	-9,996	-11,922	-14,423	-6,201	-10,321	-12,390	-14,910	-7,476	-11,688	-14,19

40	0	40	4,75	0,055	1	125,89	188,84	19,61	348502	17774	-	17089
					2	209,12	326,91	19,74	353912	17927	-	17470
					2/3	248,14	414,88	19,85	356163	17944	-	17674
					3	298,05	488,17	19,95	360906	18092	-	17998
	4	44	5,75	0,095	1	-	208,51	19,11	504114	33363	26385	20250
					2	-	357,14	19,25	511914	33568	26587	20687
					2/3	-	458,90	19,37	516035	33574	26645	20949
					3	-	560,57	19,48	522644	33762	26824	21319
	6	46	6,25	0,115	1	-	221,49	19,35	577966	43293	29871	21686
					2	-	376,26	19,50	586925	43476	30098	22148
					2/3	-	480,86	19,61	591930	43492	30178	22434
					3	-	590,04	19,74	599472	43629	30375	22825
	8	48	6,75	0,135	1	-	234,78	19,71	654179	55865	33190	23124
					2	-	397,87	19,86	664333	56014	33446	23611
					2/3	-	504,85	19,98	670241	55946	33550	23918
					3	-	619,40	20,10	678757	56095	33767	24329
	10	50	7,25	0,155	1	-	247,81	20,16	733621	72207	36384	24588
					2	-	421,28	20,32	745004	72190	36669	25098
					2/3	-	531,76	20,43	751833	72084	36798	25426
					3	-	650,71	20,56	761361	72098	37037	25859
	15	55	8,50	0,205	1	-	280,46	21,59	950971	144305	44055	28460
					2	-	480,10	21,74	965573	143260	44415	29031
					2/3	-	608,19	21,85	974790	142305	44608	29407
					3	-	740,81	21,98	987003	141404	44905	29891

Diagramma per verifica strutturale

DIAGRAMMI DI  
UTILIZZO

I DIAGRAMMI DI UTILIZZO (LUCE/SOVRACCARICO UTILE) RIPORTATI SONO RELATIVI ALLE CONDIZIONI DI LIBERO APPOGGIO E CON UNO/DUE FORI RIEMPITI IN OPERA DI C.L.S. PER IL TRATTO NECESSARIO A PARTIRE DALLE TESTATE DEL PANNELLO

NEOCEM H 40

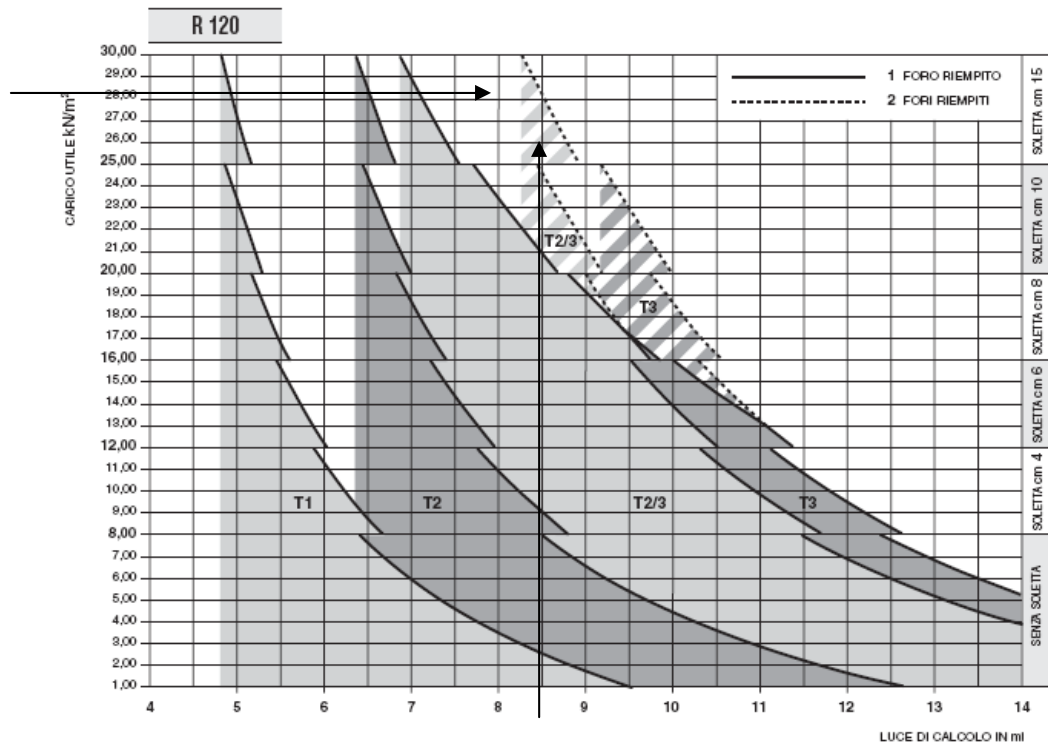


Diagramma per verifica agli spostamenti

Prendendo come esempio i diagrammi riportati dalla società produttrice RDB S.p.A., il solaio di progetto risulta di altezza pari a 40 cm, armatura di precompressione 2/3 e spessore soletta integrativa di estradosso 15cm.

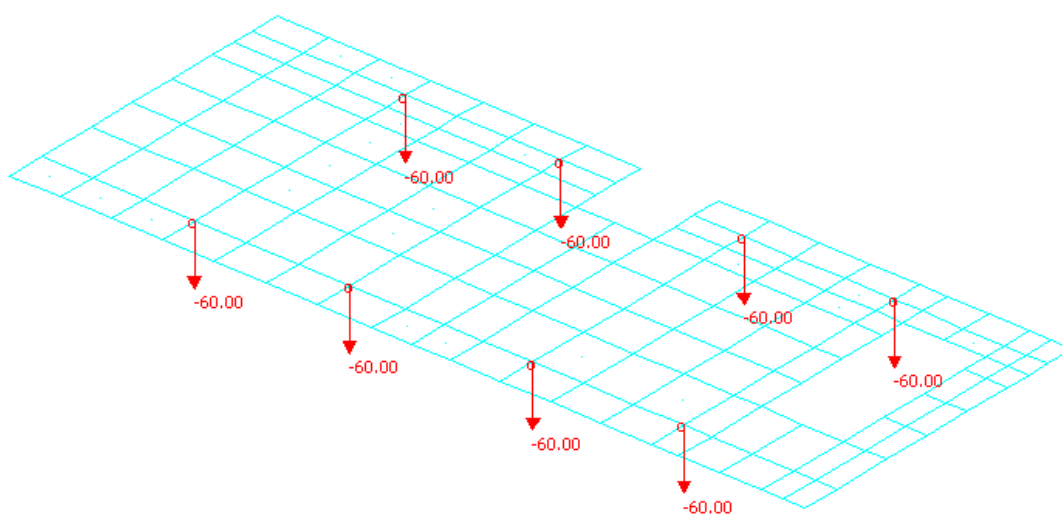
PROGETTAZIONE SVILUPPATA DA:

INGEGNERI ASSOCIATI PANDOLFI ADALBERTO E PANDOLFI LUCA - TAVOLINI SRL

F3\_VASCA\_PERCOLATO.DOC

### **7.3 STRUTTURA DI COPERTURA**

In corrispondenza delle aperture per accessi disposte sul lato Est della vasca, vista l'impossibilità di disporre il solaio causa la dimensione elevata delle aperture, si prevede una soletta in c.a. di spessore 550mm armata con doppia armatura. Essa è stata caricata con il rispettivo peso proprio e i 4 assi di mezzo pesante secondo quanto specificato nel paragrafo 5.1.7.



I diagrammi dei momenti ottenuti sono i seguenti

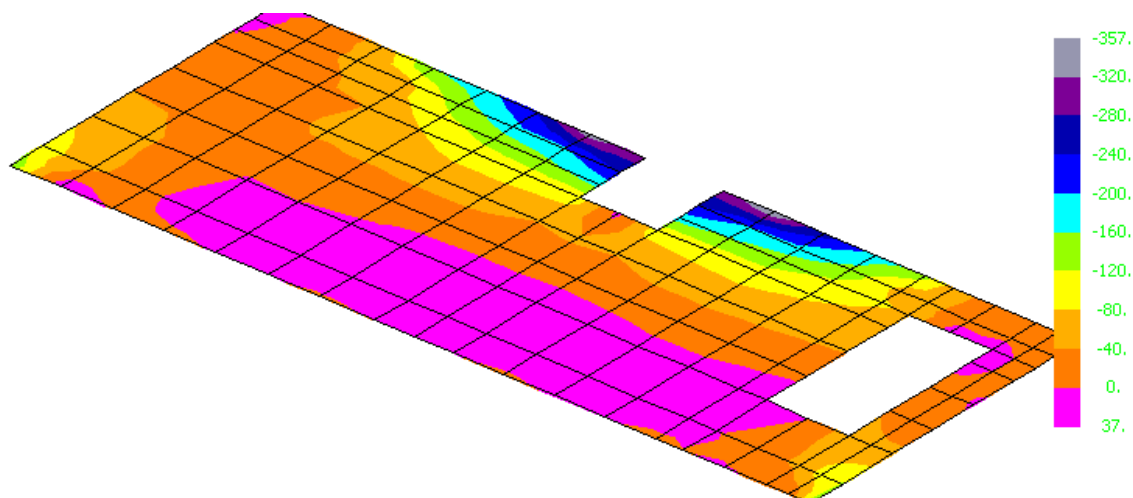


Fig.9 - Diagramma momento flettente  $M_{xx}$  massimo di estradosso e intradosso per calcolo armature dir. X

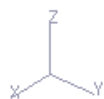
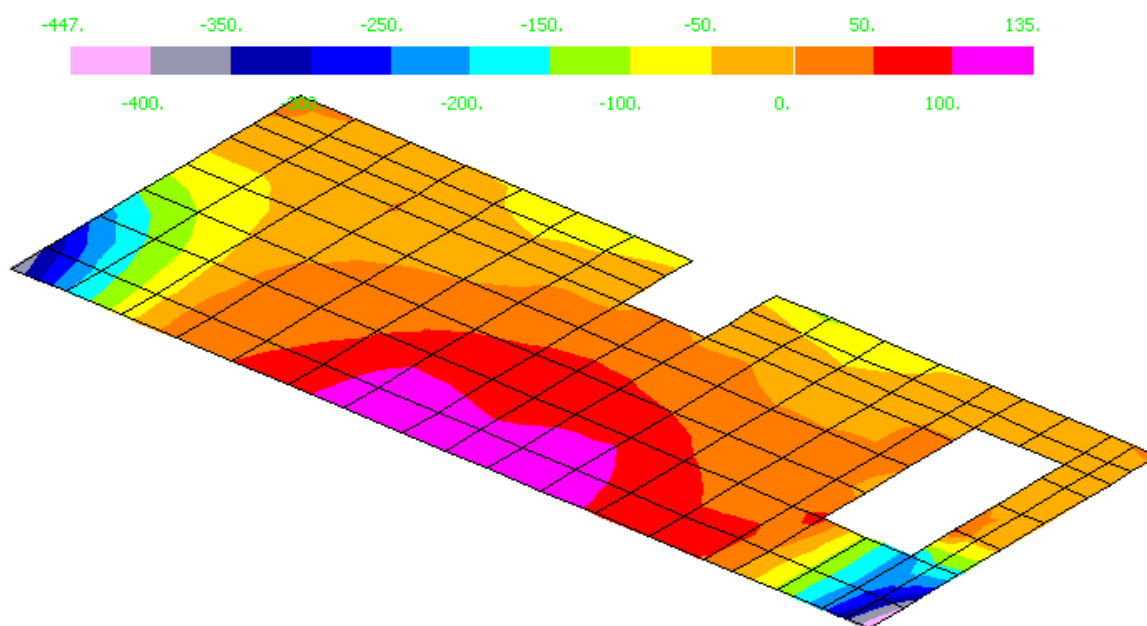


Fig.10 - Diagramma momento flettente  $M_{yy}$  massimo di estradosso e intradosso o per calcolo armature dir. Y

Armature direzione X:

$\Phi 16/200$  all'intradosso e  $\Phi 12/200$  all'estradosso + armatura di rinforzo  $\Phi 24/200$  all'estradosso in parete

Armature direzione Y:

$\Phi 16/200$  all'intradosso e  $\Phi 12/200$  all'estradosso + armatura di rinforzo  $\Phi 24/200$  all'estradosso in parete



CORINALDO

# ACCORDO DI PROGRAMMA TRA I COMUNI



CASTELLEONE DI SUASA



REGIONE MARCHE  
PROVINCIA DI ANCONA

## AMPLIAMENTO DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI DI CORINALDO

### PROGETTO DEFINITIVO

N. ELAB.	TITOLO ELABORATO	FORMATO
<b>F.3</b>	<b>ALLEGATI</b>	SCALA

PROGETTISTI

TIMBRO E FIRMA

STUDIO INGEGNERI ASSOCIATI DI PANDOLFI ADALBERTO E  
PANDOLFI LUCA

  
**TAVOLINI** Srl  
 Società di ingegneria ambientale

DESCRIZIONE	DATA	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO
EMISSIONE	11/09/2012	ING. A. SABATINI	ING. A. FARNESE	ING. G. BARDUCCI
REVISIONE				

É VIETATA, AI SENSI DI LEGGE, LA DIVULGAZIONE E LA RIPRODUZIONE DEL PRESENTE DOCUMENTO SENZA LA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE



## FONDAZIONE VASCA

La vasca per la raccolta del percolato della discarica, dalle dimensioni in pianta 9.80 m x 22.40 m, ha una altezza di 6.10 m, ed è tutta interrata.

Con tale profondità di immersione la fondazione sarà impostata nel substrato in posto. In base alla tipologia della struttura e alla natura del terreno, potrà essere adottata una fondazione diretta di tipo a platea.

Come carico di progetto nelle varie verifiche agli stati limite è stato adottato il valore di  $E_{ed} = 2.0$  kg/cm<sup>2</sup>.

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente, per il dettaglio dei calcoli si rimanda ai tabulati di calcolo allegati:

Approccio	Combinazione	Carico di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto Kg/cm <sup>2</sup>	Fattori di sicurezza (Brinch-Hansen)	Stati Limite
1	A1 + M1 + R1	2.0	15.26	7.63	Verificato
1	A2 + M2 + R2	2.0	6.25	3.13	Verificato
1	SISMA	2.0	6.25	3.13	Verificato
2	A1 + M1 + R3	2.0	6.64	3.32	Verificato

**Tabella 1 – Risultati delle verifiche SLU**

Come risulta dai calcoli, la capacità potrebbe essere molto superiore a quella indicata, basti pensare che la pressione litostatica preesistente sul piano di imposta è pari a circa 1.2 kg/cm<sup>2</sup>. Si ritiene che il valore indicato sia più che sufficiente per gli scopi del lavoro e rimane nell'ambito degli usuali valori utilizzati per questi terreni.

Con i carichi su indicati non sono attesi cedimenti per consolidamento significativi, ne in termini assoluti ne differenziali, comunque in grado di compromettere l'integrità della struttura in progetto. Se si considera che la vasca sarà riempita da un liquido con un peso di volume prossimo all'unità, i carichi indotti saranno compensati da quelli litostatici preesistenti. Per tale motivo si escludono cedimenti dovuti ai carichi indotti dalla struttura.

Nell'ipotesi di calcolo di una trave elastica su suolo alla Winkler, si potranno adottare coefficiente di sottofondo pari a:

$$\begin{array}{ll} \text{Approccio 1} & K_{unit} = 4.50 \quad (\text{kg/cm}^3) \\ \text{Approccio 2} & K_{unit} = 6.11 \quad (\text{kg/cm}^3) \end{array}$$

In allegato si riportano i tabulati di calcolo.

# APPROCCIO 1

## DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	9,8 m
Lunghezza fondazione	22,4 m
Profondità piano di posa	6,1 m

## SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,263
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0631
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2137

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,52	2,43	0,27
S.L.D.	50,0	0,66	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,8	2,44	0,32
S.L.C.	975,0	2,36	2,48	0,32

## Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,78	0,2	0,0159	0,008
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,5763	0,24	0,0631	0,0315
S.L.C.	3,1668	0,28	0,0904	0,0452

## STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	c Corr. [Kg/cm <sup>2</sup> ]	cu [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ey [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ed [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,5	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	0,0	40,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1900,0	2100,0	0,0	0	0,0	0,0	2,5	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2000,0	2200,0	0,0	0	0,0	0,0	3,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	11,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	6,25 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	5,63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 4,5 Kg/cm<sup>3</sup>

**A1+M1+R1**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	15,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	15,26 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

**A2+M2+R2**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	11,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	6,25 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

**Sisma**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	11,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	6,25 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

## APPROCCIO 2

### DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	9,8 m
Lunghezza fondazione	22,4 m
Profondità piano di posa	6,1 m

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,263
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0631
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2137

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,52	2,43	0,27
S.L.D.	50,0	0,66	2,42	0,29
S.L.V.	475,0	1,8	2,44	0,32
S.L.C.	975,0	2,36	2,48	0,32

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,78	0,2	0,0159	0,008
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,5763	0,24	0,0631	0,0315
S.L.C.	3,1668	0,28	0,0904	0,0452

### STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	c Corr. [Kg/cm <sup>2</sup> ]	cu [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ey [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ed [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,5	1800,0	1900,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	0,0	40,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1900,0	2100,0	0,0	0	0,0	0,0	2,5	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2000,0	2200,0	0,0	0	0,0	0,0	3,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0

#### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	15,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	6,64 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	2,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	7,63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6,11 Kg/cm<sup>3</sup>

**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	

Carico limite	15,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	6,64 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

**Sisma**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	

Carico limite	15,26 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	6,64 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====