

PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI TRASFERIMENTO OPERATORI PORTUALI



Tav.	Stato Progetto	DEFINITIVO	Rev.	Data	Apr. 2014	Scala
------	----------------	------------	------	------	-----------	-------

TO

Descrizione

Scalo di alaggio e varo - Relazione di calcolo

S.23

Committente

M.Y.R. Marsala Yachting Resort S.r.l.
Via Favara 452/c bis- T. +39 0923 722319

myR
Marsala Yachting Resort

Capo Progetto

Ing. Massimo Ombra

Ordine degli Ing. della Provincia di Trapani n° 1046

Timbro e Firma



Progettisti

Coordinamento gruppo di progettazione:

Ing. Francesco Di Noto

Progettazione Architettonica:

Itinerlab Srl - Architetti Nuzzo

Ingegneria marittima / civile e studi ambientali:

Ing. Antonio D'Arrigo

Collaborazioni

Opere marittime:

Ing. Agostino La Rosa

Analisi strutturali e geotecniche:

Ing. Nicola Rustica

Impianti idrici:

Ing. Giovanni Berbiglia

Impianti elettrici e di illuminazione:

Ing. Pietro Inferrera / Ing. Massimo Brancatelli

Aspetti ambientali:

Ing. Domenico Mangano

Studi geologici e geotecnici:

Dott. Piero Merk Ricordi

REGIONE SICILIANA



COMUNE DI MARSALA

Provincia di Trapani



PROGETTO DEL PORTO TURISTICO

Marina di Marsala

Committente: M.Y.R. Marsala Yachting Resort S.r.l

**TRASFERIMENTO OPERATORI PORTUALI
RELAZIONE DI CALCOLO SCALO DI ALAGGIO**

INDICE

1. GENERALITÀ	1
1.1. PREMESSA	1
1.2. RELAZIONI DI RIFERIMENTO	1
1.3. NORMATIVA ADOTTATA	2
1.4. RESISTENZA DI CALCOLO DEI MATERIALI	2
1.5. MATERIALI ADOTTATI	5
2. CALCOLO DELLA STRUTTURA DELLO SCALO DI ALAGGIO	7
2.1. AZIONI SULLA STRUTTURA	7
2.1.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	7
2.1.2. SOVRACCARICO ACCIDENTALE	7
2.1.3. AZIONE SISMICA SULLA STRUTTURA	7
2.2. COMBINAZIONI DI CARICO	18
2.3. DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI	21
2.4. COMBINAZIONI ASSUNTE PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	22
2.5. COMBINAZIONI ASSUNTE PER IL CALCOLO GEOTECNICO	22
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	23
3.1. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	23
4. CALCOLO DELLA STRUTTURA	25
4.1. SCHEMA DI CALCOLO	25
4.2. DATI DELLA STRUTTURA	25
4.3. CARATTERISTICHE DEL TERRENO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	25
4.4. COMBINAZIONI DI CARICO SULLA STRUTTURA	26
4.5. SCHEMA STRUTTURALE	26
4.6. COMBINAZIONI DI CARICO	27
4.7. SOLLECITAZIONI SULLA STRUTTURA	30
4.8. VERIFICA DELLE SEZIONI	38
4.9. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI	40
4.9.1. METODO DI CALCOLO	40
4.9.2. VERIFICHE GEOTECNICHE	43

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce ai calcoli delle strutture dello Scalo di Alaggio da realizzarsi nell'ambito delle opere relative al ***“Progetto del Porto Turistico Marina di Marsala”***.

Nel settembre 2011 era stato previsto sul molo esistente di levante, per consentire l'alaggio e il varo delle imbarcazioni da pesca, uno scalo di alaggio costituito da due travi della lunghezza di 25.50 m delle dimensioni di 2.00*1.00 che sono incastrate su pali del diametro $\Phi 1000$ ad un interasse di 3.00 m.

In seguito a delle modifiche apportate nel corso dell'iter approvativo si ritiene opportuno specificare quanto segue:

- il nuovo scalo di alaggio e varo, che sarà realizzato dalla M.Y.R. s.r.l., prevede un numero inferiore di pali ma della stessa lunghezza di quelli originariamente previsti.

Sulla base delle considerazioni precedenti si ritiene che il calcolo a suo tempo previsto deve essere ritenuto valido in quanto le verifiche condotte non sono inficiate dalla geometria dell'opera.

1.2. RELAZIONI DI RIFERIMENTO

Per la redazione per la presente relazione di calcolo si sono utilizzate le seguenti relazioni:

[1] Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Piero Merk Ricordi;

[2] Aggiornamento e riorganizzazione dell'area portuale di Marsala – Progetto definitivo, Piano di Indagine Geognostica, Piano di Caratterizzazione Ambientale redatto da Si.Ar. Trivellazioni.

[3] AP-R-08 - Relazione Geotecnica

[4] AP-R-02 - Studio del moto ondoso sottocosta

1.3. **NORMATIVA ADOTTATA**

Nei calcoli si sono adottate le seguenti norme:

- **D.M. 14.01.2008:** Norme tecniche per le costruzioni
- **Circ. 02.02.2009 n.ro 617** – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale**
Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici –Servizio Tecnico Centrale

1.4. **RESISTENZA DI CALCOLO DEI MATERIALI**

Di seguito si riportano alcune relazioni che sono utili per la determinazione di parametri utili nelle calcolazioni successive.

Resistenza caratteristica cilindrica (11.2.10.1)

La resistenza del calcestruzzo é individuata dalla resistenza caratteristica cubica R_{ck} . Dalla resistenza caratteristica cubica si ottiene la resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} con la relazione

$$f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$$

La resistenza cilindrica media é ottenuta con la relazione

$$f_{cm} = f_{ck} + 80 \text{ (kg/cmq)}$$

Modulo Elastico (11.2.10.3)

Il modulo elastico si può assumere pari a

$$E_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.30}$$

per i calcestruzzi non maturati a vapore. Per i calcestruzzi maturati a vapore si ritiene applicabile la relazione

$$E_c = 18000 * \sqrt{(R_{ck})}$$

essendo R_{ck} la resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo espressa in kg/cmq.

Resistenze di calcolo dei materiali (4.1.2.1.1)

Le resistenze di calcolo f_d dei materiali sono ottenute mediante l'espressione

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

in cui f_k é la resistenza caratteristica del materiale e γ_m é il coefficiente parziale delle resistenze che dipende dal materiale dal progetto e dalla verifica in esame.

Per gli stati limite ultimi la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo f_{cd} é pari a

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$$

in cui α_{cc} é il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed é posto pari a 0.85, γ_c é il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo e si pone pari a 1.5 e f_{ck} é la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 gg. La resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} é pari a

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

in cui f_{ctk} é la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo ottenuta conoscendo la resistenza media data dall'espressione

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)}$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto pari a

$$f_{cfm} = 1.20 * f_{ctm}$$

La resistenza caratteristica a flessione é data da

$$f_{cfk} = 0.70 * f_{cfm}$$

La resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

in cui γ_s é il coefficiente di sicurezza relativo all'acciaio pari a 1.15 e f_{yk} per armature ordinarie é la tensione caratteristica di snervamento mentre per le armature di precompressione é la tensione convenzionale caratteristica di snervamento del prodotto che nel caso in esame sono trefoli $f_{p(1)k}$.

Tens. max di compr. del cls in cond. di esercizio (4.1.2.2.5.1)

Per gli stati limite di esercizio deve risultare che la massima tensione nel calcestruzzo a compressione σ_c deve rispettare le seguenti limitazioni

- per la combinazione caratteristica (rara)

$$\sigma_c < 0.60 * f_{ck}$$

- per la combinazione quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 * f_{ck}$$

Tens. max. nell'acciaio in cond. di esercizio (4.1.2.2.5.2)

La tensione massima nell'acciaio deve essere pari per la combinazione caratteristica (rara)

$$\sigma_s < 0.80 * f_{yk}$$

Per l'acciaio armonico la tensione massima deve risultare

$$\sigma_s < 0.80 * f_{p(1)k}$$

Tensioni iniziali nel calcestruzzo (4.1.8.1.4)

La tensione di compressione all'atto della precompressione (tiro) non deve superare il valore

$$\sigma_c < 0.70 * f_{ckj}$$

in cui f_{ckj} é la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Tensioni limite per gli acciai da precompressione (4.1.8.1.5)

Per l'acciaio la tensione iniziale deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni

$$\sigma_{spi} < 0.90 \cdot f_{p(1)k}$$

$$\sigma_{spi} < 0.80 \cdot f_{ptk}$$

valide per strutture con armatura pretesa.

1.5. MATERIALI ADOTTATI

Trattandosi di strutture posta nella zona delle maree e nella zona soggetta a spruzzi dalla Tabella 12 delle [3] si evince che la classe di esposizione in funzione delle condizioni ambientali è la XS3.

Per ottenere una classe di esposizione XS3 occorre un calcestruzzo con rapporto A/C = 0.45 con contenuto minimo di cemento pari a 350 kg per ogni metro cubo di impasto e con resistenza caratteristica minima pari a 45 N/mmq.

Nei calcoli si sono adottati quindi materiali con le seguenti caratteristiche:

- Strutture in c.a. gettate in opera

C40/45

Cls	R_{ck}	=	450 kg/cmq	(resistenza car. cubica)
	f_{ck}	=	400 kg/cmq	(resistenza car. cilindrica)
	f_{cm}	=	480 kg/cmq	(resistenza cil. media)
s.l.ultimo	f_{cd}	=	226.67 kg/cmq	(resistenza di calcolo a compr.)
	f_{ctm}	=	35.09 kg/cmq	(resistenza media a trazione)
	f_{ctk}	=	29.47 kg/cmq	(resistenza car. traz. per fles.)
	f_{ctd}	=	19.65 kg/cmq	(resistenza di calcolo a traz.)
s.l.eser.	$\sigma_{c(ra)}$	=	240.00 kg/cmq	(tens. max compr. rara)
	$\sigma_{c(qp)}$	=	180.00 kg/cmq	(tens. max compr. quasi perm.)
	E_c	=	352205 kg/cmq	(modulo elastico cls)
	Γ_{ca}	=	2500 kg/mc	(peso specifico c.a.)

Acciaio B450C

	E_f	=	2100000 kg/cmq	(modulo elastico acciaio)
	f_{yk}	=	4500 kg/cmq	(tensione di snervamento)
	f_{tk}	=	5400 kg/cmq	(tensione di rottura)

$$\begin{aligned} \text{s.l.ultimo } f_{yd} &= 3913 \text{ kg/cmq} \quad (\text{tensione di calcolo}) \\ \text{s.l.eser. } \sigma_{s(ra)} &= 3600 \text{ kg/cmq} \quad (\text{tens. max comb. rara}) \end{aligned}$$

2. CALCOLO DELLA STRUTTURA DELLO SCALO DI ALAGGIO

2.1. AZIONI SULLA STRUTTURA

Per la definizione delle combinazioni di calcolo occorre in primo luogo analizzare le azioni agenti sulla struttura che sono date da:

- peso proprio;
- carico accidentale;

Di seguito si analizzano le singole azioni che devono essere applicate sulla struttura.

2.1.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio della struttura è valutato considerando un peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/mc. Per l'acciaio si utilizza un peso specifico pari a 78.50 kN/mc.

2.1.2. SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Il carico accidentale sulla struttura è costituito dal travel-lift che transita sulla struttura per il varo e l'alaggio delle imbarcazioni. Avendo previsto un travel – lift della portata massima di 200 ton, si adotta tale carico come carico accidentale sulla struttura. Occorre inoltre considerare che il peso proprio del travel-lift è pari a 85 ton per cui il carico complessivo agente sulla struttura è pari a 285 ton. Ogni ruota quindi scarica sulla struttura una azione pari a 71.25 ton.

2.1.3. AZIONE SISMICA SULLA STRUTTURA

Nel seguito, le azioni sismiche saranno determinate secondo un approccio pseudostatico, ovvero facendole corrispondere ad un'azione statica equivalente costante nello spazio e nel tempo proporzionale alla massa sismica dell'opera, di un cuneo di terreno in stato di equilibrio limite attivo, e degli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto. Lo spostamento che genera lo stato di spinta attivo del terreno deve

essere sufficientemente ampio e quindi nel caso delle strutture flessibili ciò è assicurato dalla flessione, mentre nel caso di strutture rigide a gravità ciò è assicurato tramite scorrimento e rotazione.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto della forze di gravità per un coefficiente sismico:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Nel caso di opere di sostegno flessibili, l'incremento di spinta per sisma va considerato agente a metà dell'altezza della parete, nel caso di opere di sostegno rigide va applicato all'altezza delle spinte statiche, mentre negli altri casi va applicata nel baricentro delle rispettive masse sismiche.

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v che interessano tutte le masse devono essere calcolati con le relazioni:

$$k_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

in cui a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, mentre g è l'accelerazione di gravità e β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, ed è tabellato in funzione del tipo di analisi svolta.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 2.1.6.1 – Coefficiente di riduzione β_s per verifiche di Stabilità Globale (Tab. 7.11.I - D.M. 14.01.2008)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 2.1.6.2 – Coefficiente di riduzione β_m per il calcolo dei muri di sostegno (Tab. 7.11.II - D.M. 14.01.2008)

Nella precedente espressione il valore di a_g - accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido orizzontale - va determinato in accordo al par. 3.2 del D.M. 14/01/2008 in funzione dei seguenti elementi:

- Pericolosità Sismica di base del sito;
- Classe d'Uso dell'opera, variabile tra I e IV, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso;
- Vita Nominale dell'opera (V_N), ovvero del numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo per la quale è destinata (Tab. 2.4.I D. M. 14/01/2008);
- Periodo di Riferimento (VR), ottenuto applicando il coefficiente C_U tabellato in funzione della Classe d'Uso (Tab. 2.4.II D. M. 14/01/2008); ($V_R = V_N \cdot C_U$)
- Categoria di Sottosuolo (Tabb. 3.2.II-3.2.III D. M. 14/01/2008);
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento (PVR), al variare dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I D. M. 14/01/2008).

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 2.1.6.3 – Tabella 2.4.I – D.M. 14.01.2008)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Tabella 2.1.6.4 – Tabella 2.4.II – D.M. 14.01.2008)

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 2.1.6.5 – Classe d'Uso delle opere – par. 2.4.2 – D.M. 14.01.2008)

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 2.1.6.6 – Classe d'Uso delle opere – par. 3.2 – D.M. 14.01.2008)

(SLO – Stato limite di operatività)

(SLD – Stato limite di danno)

(SLV – Stato limite di salvaguardia della vita)

(SLC – Stato limite di prevenzione del collasso)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 2.1.6.7 – Tabella 3.2.II – D.M. 14.01.2008)

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 2.1.6.8 – Tabella 3.2.III – D.M. 14.01.2008)

Nella stessa espressione, S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008), mentre S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tabelle 3.2.I e 3.2.VI del D.M. 14/01/2008).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 2.1.6.9 – Tabella 3.2.IV – D.M. 14.01.2008)

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,60$

Tabella 2.1.6.10 – Tabella 3.2.V – D.M. 14.01.2008)

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

Tabella 2.1.6.11 – Tabella 3.2.VI – D.M. 14.01.2008)

Nel caso in esame, si ha:

Classe d'Uso dell'opera:	Classe = III
Vita Nominale dell'opera	$V_N = 50$ anni
Categoria di Sottosuolo	Cat. = B

L'applicazione dei parametri sopra indicati ha portato, per il sito in oggetto (lat. 37.7887427 long. 12.4372530) ai seguenti risultati in termini di a_g :

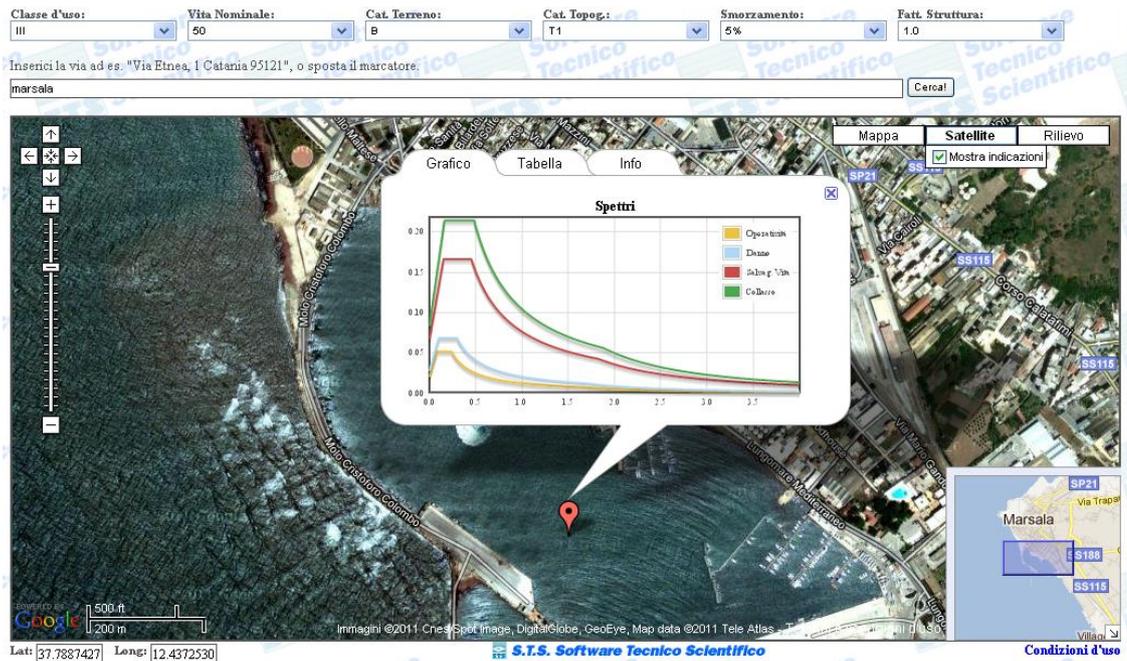


Fig. 2.1.6.1 – Caratterizzazione sismica del sito (Dati STS)

Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r	$a_g = A_g/g$	F_0	T^*_c
Operatività (SLO)	45	0.017	2.532	0.148
Danno (SLD)	75	0.023	2.485	0.195
Salvag. Vita (SLV)	712	0.055	2.516	0.329
Collasso (SLC)	1462	0.069	2.589	0.357

Fig. 2.1.6.2– Parametri di Pericolosità sismica – Tabella (Dati STS)

Se si determina il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e si pone il coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$ si ottiene il valore dell'accelerazione massima data da

$$a_{\max}/g = S_S * S_T * a_g$$

per i diversi Stati limite. I valori ottenuti sono riportati nella Tabella 2.1.6.12

DETERMINAZIONE DELLA a_{max}/g

	a_g	F_0	S_s^*	S_s	ST	a_{max}/g
SLO	0.017	2.532	1.38	1.20	1.00	0.020
SLD	0.023	2.485	1.38	1.20	1.00	0.028
SLV	0.055	2.516	1.34	1.20	1.00	0.066
SLC	0.069	2.589	1.33	1.20	1.00	0.083

Tabella 2.1.6.12 – Valori di a_{max}/g in funzione dei vari SL

Per quanto riguarda la valutazione delle azioni sismiche sul molo foraneo, occorrenti sia per il dimensionamento dello stesso che per il dimensionamento dei pali di fondazione che costituiscono i ritzi dell'impalcato, si fa riferimento all'analisi statica lineare che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

La forza da applicare alla massa sismica dell'impalcato, trattandosi di una struttura con un solo impalcato, è data dalla relazione

$$F = F_h = S_d(T1) * W * \lambda / g$$

in cui $S_d(T1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione $T1$ che può essere stimato con la relazione

$$T1 = C1 * H^{3/4} = 0.075 * 8.00^{3/4} = 0.36 \text{ sec}$$

(formula valida per strutture intelaiate in c.a. di altezza minore di 40 m – par. 7.3.3.2).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali X ed Y è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale ed è definito dalle seguenti relazioni:

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

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale, S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, definiti nelle tabelle 2.1.6.10 e 2.1.6.11.

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

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

dove ξ (espressa in percentuale) è valutata sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione; F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo riportato nella Tabella 2.1.6.13.

Categoria sottosuolo	C_C
A	1,00
B	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 2.1.6.13– Valori di C_C in funzione delle categorie di suolo

$T_B = T_C/3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; T_D , infine, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Si determinano quindi i valori dei periodi limiti dello spettro della componente orizzontale. Tali valori sono riportati nella Tabella 2.1.6.14.

Determinazione dei periodi limite comp. orizz.					
	T_C^*	C_C	T_C	T_B	T_D
SLO	0,148	1,612	0,239	0,08	1,668
SLD	0,195	1,525	0,297	0,099	1,692
SLV	0,329	1,374	0,452	0,151	1,82
SLC	0,357	1,352	0,483	0,161	1,876

Tabella 2.1.6.14 – Periodi limite della componente orizzontale

Essendo per SLC il periodo $T_1 = 0,36$ sec compreso tra T_B e T_C il tratto di spettro che deve essere preso in considerazione è quello orizzontale per cui si determina il valore dello spettro elastico.

Lo spettro di progetto si ottiene dallo spettro elastico sostituendo il coefficiente η con il rapporto $1/q$ in cui q è il fattore di struttura.

Il valore di q dipende dalle caratteristiche della struttura e per una struttura in classe di duttilità B e per strutture a telaio in c.a. vale (per strutture a telaio ad una elevazione $\alpha_u/\alpha_1=1.1$)

$$q = 3 * \alpha_u / \alpha_1 = 3 * 1.1 = 3.3$$

In funzione di $T_1 = 0.36$ sec si definisce la relazione che fornisce $S_d(T_1)$ che è pari per lo SLV e per lo SLC

$$S_d(TB < T_1 < TC) = a_g * g * (S_s * S_T) * F_o / q$$

mentre per lo SLO e lo SLD essendo $TC < T_1 < TD$

$$S_d(TC < T_1 < TD) = a_g * g * (S_s * S_T) * F_o * (T_c / T_1) / q$$

I valori degli spettri di progetto in funzione dei vari SL sono riportati nella Tabella 2.1.6.15.

Spettro di risposta elastico e di progetto orizzontale						
	a_g	F_o	S_s	S_T	$Soe(T)$	$Sdo(T)$
SLO	0,017	2,532	1,20	1,00	0,034	0,010
SLD	0,023	2,485	1,20	1,00	0,057	0,017
SLV	0,055	2,516	1,20	1,00	0,166	0,050
SLC	0,069	2,589	1,20	1,00	0,214	0,065
T =	0,36 sec		q =	3,3		

Tabella 2.1.6.15 – Valori dello spettro di progetto in funzione degli SL

Per calcolare l'azione sismica occorre definire il coefficiente λ che nel nostro caso è pari a 1.00 per cui

$$F_h = 0.065 * W$$

Per la determinazione di W peso sismico si fa riferimento alla relazione

$$W = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} * Q_{kj}$$

in cui G_1 è il peso proprio della struttura, G_2 sono i carichi permanenti portati, Q_{kj} è il j -esimo carico variabile che nel nostro caso è il carico accidentale agente sulla banchina.

Il coefficiente ψ_{2j} si pone pari a 1.00 assimilando il carico accidentale in banchina alla cat. E della Tabella 2.5.I.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.1.6.16 – Tabella 2.5.I – D.M. 14.01.2008

2.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Definizione dei coefficienti parziali (2.6.1)

Ai fini della determinazione delle combinazioni di carico occorre definire i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite.

Si definiscono i seguenti coefficienti parziali:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno, dell'acqua quando azioni pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri di elementi non strutturali;
- γ_{Q1} coefficiente parziale dell'azione variabile dominante;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili;

- γ_P coefficiente parziale della precompressione ($\gamma_P = 1$).

Definizione dei coefficienti di combinazione (2.5.2)

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{kj} azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} . Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} * Q_{kj}$ la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} * Q_{kj}$ il valore corrispondente al frattile del 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che ha superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro $\psi_{0j} * Q_{kj}$ il valore di breve durata ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Combinazione delle azioni (2.5.3)

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

- *Combinazione fondamentale*

la combinazione fondamentale deve essere utilizzata per la verifica agli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum \gamma_{Q2} * \psi^{0j} * Q_{kj}$$

- *Combinazione caratteristica (rara)*

la combinazione é utilizzata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0j} * Q_{kj}$$

- *Combinazione frequente*

la combinazione é utilizzata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} * Q_{k1} + \sum \psi_{2j} * Q_{kj}$$

- *Combinazione quasi permanente*

la combinazione é utilizzata per gli stati limite di esercizio (SLE) per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum \psi_{2j} * Q_{kj}$$

- *Combinazione sismica*

la combinazione é utilizzata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum \psi_{2j} * Q_{kj}$$

Verifiche agli stati limite ultimi (2.6.1)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

EQU - stato limite di equilibrio come corpo rigido;

STR - stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;

GEO - stato limite di resistenza del terreno.

Per il calcolo dell'impalcato e per le verifiche strutturali si prende in esame lo stato limite STR. Si utilizza un'unica combinazione dei gruppi dei coefficienti parziali definiti per le azioni A e per la resistenza dei materiali M per cui per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nelle tabelle di normativa nella colonna A1.

2.3. DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI

I coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU sono dati dalla Tabella 2.6.I delle Norme, tabella che è riportata di seguito.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Tabella 2.3.1 – Tab. 2.6.I – D.M. 14.01.2008

Dalla tabella si evince che i coefficienti devono essere desunti dalla colonna A1 (STR – Stato limite di struttura), per cui

$$\gamma_{G1} = 1.30$$

$$\gamma_{G2} = 1.30$$

$$\gamma_{Q1} = 1.50$$

$$\gamma_{Qi} = 1.50$$

$$\gamma_P = 1.00$$

I coefficienti di combinazione sono funzione della categoria della costruzione. Per categoria E i dati sono desunti dalla Tabella 2.5.I delle Norme riportata nella relazione nella Tabella 2.1.6.16. I valori che devono quindi essere assunti nei calcoli sono

$$\Psi_{0j} = 1.00$$

$$\Psi_{1j} = 0.90$$

$$\Psi_{2j} = 0.80$$

2.4. COMBINAZIONI ASSUNTE PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per il calcolo della struttura si sono assunte le seguenti combinazioni:

SLU – accidentale

Peso proprio $g_1 = 2.50 \text{ ton/mc} - \gamma_{G1} = 1.30$

Carico accidentale $Q = 285 \text{ ton} - \gamma_{Q1} = 1.50$

SLU – sismica

Peso proprio $g_1 = 2.50 \text{ ton/mc}$

Carico accidentale $Q = 285 \text{ ton} - \Psi_{21} = 0.80$

Sisma $F_h = 0.065 * W$

2.5. COMBINAZIONI ASSUNTE PER IL CALCOLO GEOTECNICO

Per i calcoli geotecnici si adotta l'Approccio 1 – Combinazione 2 che è la combinazione generalmente più gravosa ai fini geotecnici.

Per i calcoli geotecnici si sono assunte le seguenti combinazioni:

SLU – accidentale

Peso proprio $g_1 = 2.50 \text{ ton/mc} - \gamma_{G1} = 1.00$

Carico accidentale $Q = 285 \text{ ton} - \gamma_{Q1} = 1.30$

Le combinazioni sismiche precedentemente descritte sono valide anche per le verifiche di tipo geotecnico.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

3.1. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Per la definizione della stratigrafia in corrispondenza dell'opera e delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera si fa riferimento alla relazione geotecnica [3]. Dalla Relazione Geotecnica si evince che la stratigrafia può essere desunta dai sondaggi meccanici SM2 in corrispondenza del Molo Colombo e il sondaggio SM7 in corrispondenza dello specchio acqueo in cui deve essere realizzato il molo di ridosso. Dal sondaggio SM2 si evince che dal fondo si riscontra uno strato di limo dello spessore di 60 cm cui segue la formazione di calcareniti mista a sabbia e limo fino alla profondità di indagine. In corrispondenza del sondaggio SM7 si registra un fondale alla profondità di -6.20 m s.l.m.m., quindi uno strato di limo sabbioso fino alla profondità di -11.00 m e quindi lo strato di base formato da calcareniti miste a sabbia e limo fino alla profondità di indagine.

I pali risultano quindi per circa 6.00 m in acqua, per un metro nello strato di bonifica del fondale, per circa 4.00 m infissi nei limi e per circa 4.00 m infissi nelle calcareniti miste a sabbia e limo nella condizione stratigrafica più sfavorevole, per cui la lunghezza del palo è pari a 15.00 m. In corrispondenza del Molo Colombo, i pali si trovano per circa 6.00 m in acqua, per 1.00 m nello strato di bonifica del fondo e per circa 8.00 nelle calcareniti mista a sabbia e limo per una lunghezza complessiva del palo pari a 15.00 m.

Ai fini dei calcoli geotecnici si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

- calcareniti miste a sabbie e limi

Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.2 \text{ kN/mc}$;

Peso saturo dell'unità di volume $\gamma_{\text{sat}} = 20.0 \text{ kN/mc}$;

Angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$;

Coesione efficace $c = 6 \text{ kPa}$;

Modulo di elasticità $E = 49000 \text{ kPa}$;

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.20$

Modulo Edometrico $E_{\text{ed}} = 54000 \text{ kPa}$

Lo strato di limo che viene superato dai pali non si considera come strato portante ma a questo vengono comunque assegnate delle caratteristiche geotecniche per l'analisi del manufatto. In particolare si ha:

- limi

$$\gamma = 1.53 \text{ ton/mc}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.70 \text{ ton/mc}$$

$$c = 0.06 \text{ kg/cmq}$$

$$\phi = 22^\circ$$

$$E = 13900 \text{ kPa}$$

$$v = 0.20$$

Ai materiali che costituiscono la scogliera in pietrame e scogli naturali con lo scopo di dissipare parte del moto ondoso incidente si attribuiscono le seguenti caratteristiche geotecniche:

- Materiale lapideo e scogli di prima categoria

$$\gamma = 2.10 \text{ ton/mc}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.10 \text{ ton/mc}$$

$$c = 0.00 \text{ kg/cmq}$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$E = 80000 \text{ kPa}$$

$$v = 0.40$$

Tutte le caratterizzazioni geotecniche sopra riportate per i terreni interessati dalle opere sono state schematizzate attraverso un modello alla Mohr-Coulomb.

4. CALCOLO DELLA STRUTTURA

4.1. SCHEMA DI CALCOLO

Si considera la struttura costituita da un telaio piano ad una elevazione f.t. formato dai pilastri che sono i pali del diametro $\Phi 1000$ posti ad interasse di 3.00 m e della lunghezza di 9.40 m. La scelta della lunghezza è determinata dalla luce libera del palo pari a 3.90 m a cui si aggiunge metà della parte infissa che è pari a 5.80 m. Le travi della struttura sono costituite dal travone di collegamento che è anche la via di corsa del travel – lift di dimensioni 2.00*1.00.

4.2. DATI DELLA STRUTTURA

Le caratteristiche inerziali degli elementi che costituiscono il telaio sono:

- pali $\Phi 1000$ – $A = 0.785 \text{ m}^2$ – $J = 0.04909 \text{ m}^4$

- travi 200*100 – $A = 2.00 \text{ m}^2$ – $J = 0.1667 \text{ m}^4$

4.3. CARATTERISTICHE DEL TERRENO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

Le caratteristiche dei terreni da utilizzarsi in funzione dell'Approccio prescelto sono riassunte nella Tabella 4.1.

VALORI NOMINALI CARATTERISTICHE GEOTECNICHE ADOTTATE PER ANALISI TIPO M1						
	ϕ (°)	$\tan(\phi)$	c' (kg/cm ²)	c_u (kg/cm ²)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Limi	22,00	0,4040	0,06	0,00	15,30	17,00
Calcareniti	38,00	0,7813	0,06	0,00	19,20	20,00
Pietrame e Scogli	40,00	0,8391	0,00	0,00	21,00	21,00

COEFFICIENTI M2 DI RIDUZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

$\gamma_{M\phi'}$ = 1,25	(coefficiente M2 da applicare a $\tan\phi$)
$\gamma_{Mc'}$ = 1,25	(coefficiente M2 da applicare a c')
γ_{Mc_u} = 1,40	(coefficiente M2 da applicare a c_u)
$\gamma_{M\gamma}$ = 1,00	(coefficiente M2 da applicare a γ)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE MODIFICATE PER ANALISI TIPO M2

	ϕ_{M2} (°)	$\tan(\phi_{M2})$	c'_{M2} (kg/cm ²)	$c_{u M2}$ (kg/cm ²)	γ_{M2} (kN/m ³)	$\gamma_{\text{sat} M2}$ (kN/m ³)
Limi	17,91	0,3232	0,05	0,00	15,30	17,00

Calcareniti	32,01	0,6250	0,05	0,00	19,20	20,00
Pietrame e Scogli	33,87	0,6713	0,00	0,00	21,00	21,00

Tabella 4.1 – Caratteristiche dei terreni

4.4. COMBINAZIONI DI CARICO SULLA STRUTTURA

Si considera la struttura soggetta al peso proprio con un coefficiente parziale pari a $\gamma_{G1} = 1.30$ ed un carico accidentale agente sulla struttura pari a $Q = 285/4 = 71.25$ ton con un coefficiente parziale $\gamma_Q = 1.50$.

Per quanto riguarda le combinazioni sismiche si considera un'azione sismica sulla struttura che è pari a

$$F_h = 0.065 * W$$

in cui W è dato dall'aliquota di peso proprio e dall'aliquota di carico accidentale.

Il peso proprio della struttura vale

$$G_1 = 2.00 * 1.00 * 25.50 * 2.5 = 127.50 \text{ ton}$$

$$G_2 = 9 * 9.40 * 0.785 * 2.5 = 166.02 \text{ ton}$$

per cui il carico complessivo vale $G = 293.52$ ton

Il carico accidentale agente sulla struttura vale

$$Q = 285/2 * 0.80 = 114 \text{ ton}$$

L'azione sismica agente sulla struttura vale quindi

$$F_i = 0.065 * (293.52 + 114) = 26.50 \text{ ton}$$

Pertanto le azioni agenti sulla struttura per le diverse combinazioni di carico sono date da:

a) – carico accidentale

$$\text{peso proprio} * 1.30 - Q_1 = 106.875 \text{ ton} - Q_2 = 106.875 \text{ ton}$$

b) – carico sismico strutturale e geotecnico

$$\text{peso proprio} - Q_1 = 57.00 \text{ ton} - Q_2 = 57.00 \text{ ton} - F_1 = 26.50 \text{ ton}$$

c) – verifiche geotecniche

$$\text{peso proprio} - Q_1 = 92.625 \text{ ton} - Q_2 = 92.625 \text{ ton}$$

4.5. SCHEMA STRUTTURALE

Si riporta nella Fig. 4.1 lo schema strutturale del telaio in esame.

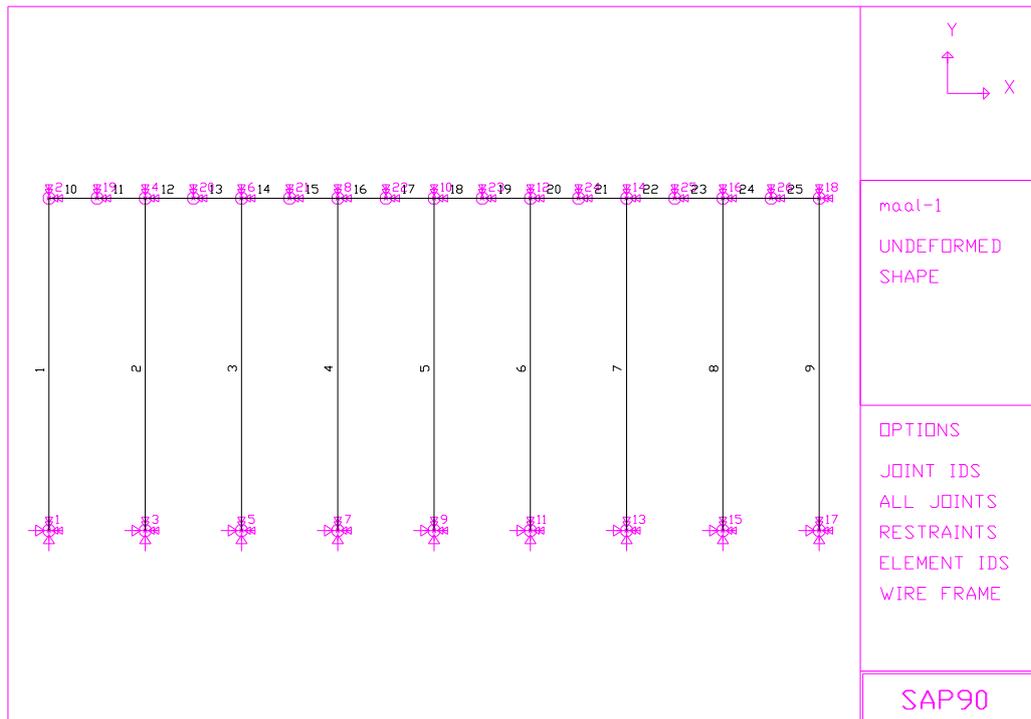


Fig. 4.1 – Schema della struttura

4.6. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano nella Fig. 4.2 le combinazioni di carico prese in esame per lo studio della struttura.

In particolare si sono prese in considerazione 3 combinazioni statiche con il carico accidentale posto in diverse campate. Si è presa quindi in considerazione la combinazione sismica ed infine la combinazione ai fini dei calcoli geotecnici.

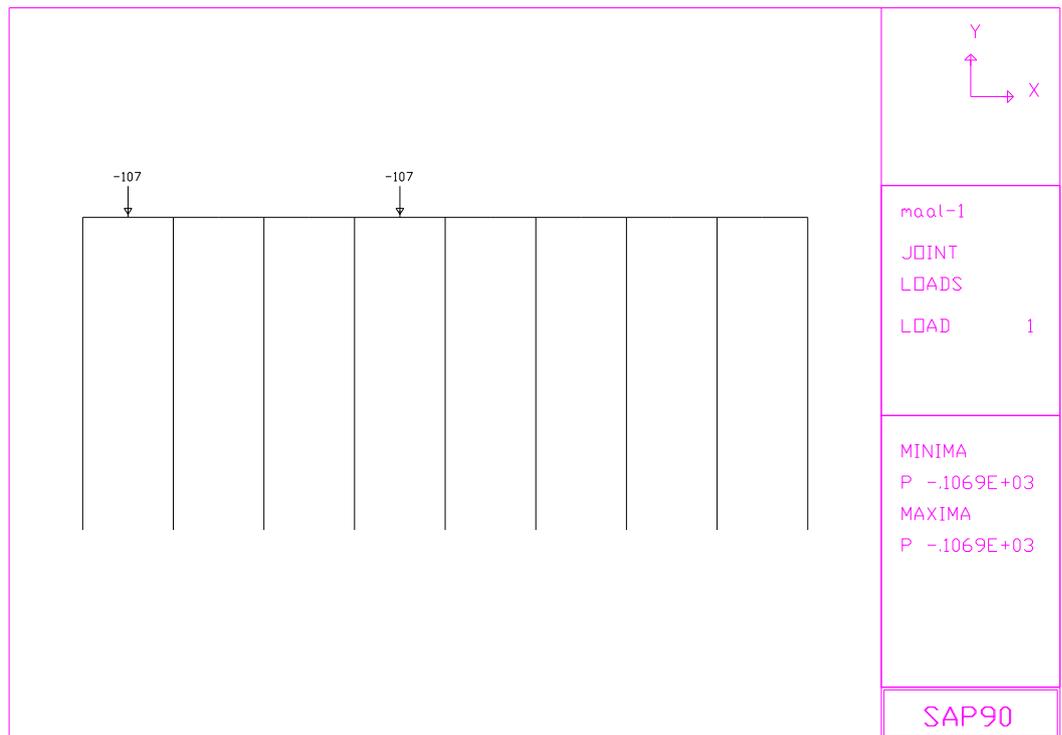


Fig. 4.2.1 – Condizione di carico 1 – Carico accidentale sulla prima campata

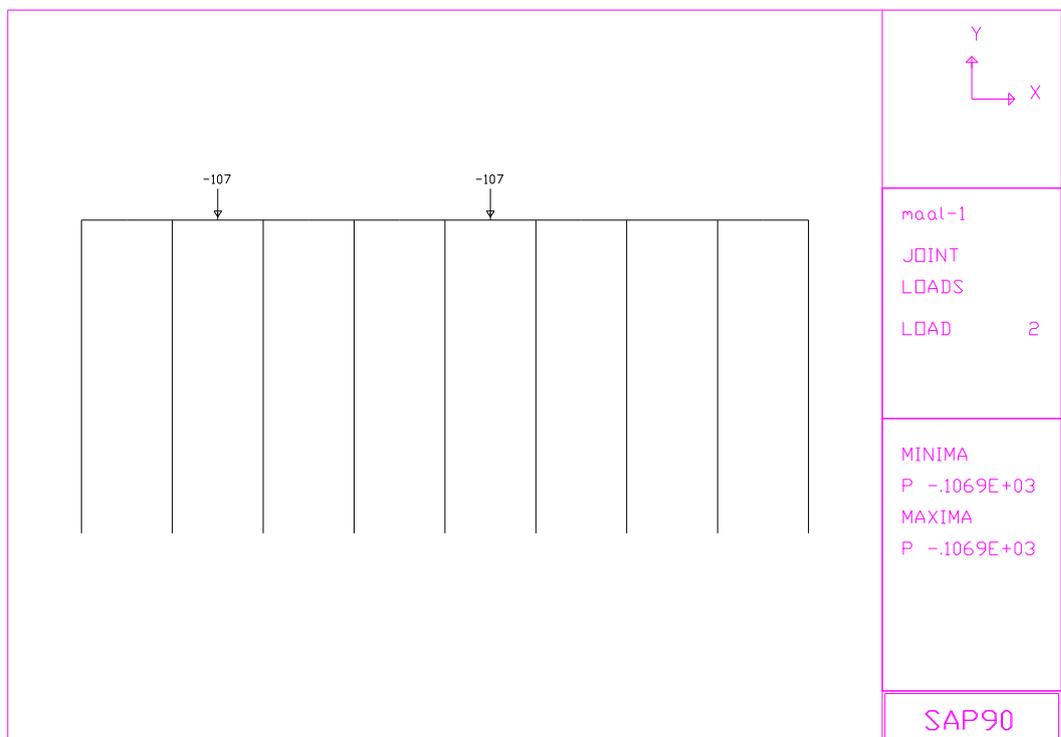


Fig. 4.2.2 – Condizione di carico 2 – Carico accidentale sulla seconda campata

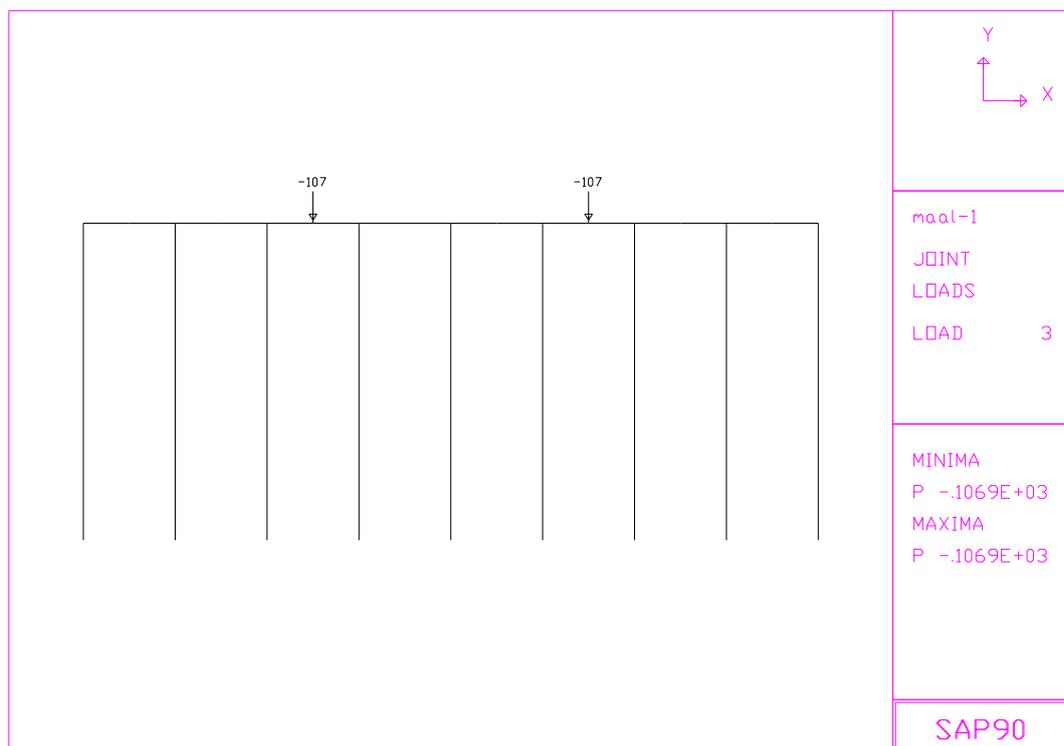


Fig. 4.2.3 – Condizione di carico 3 – Carico accidentale sulla terza campata

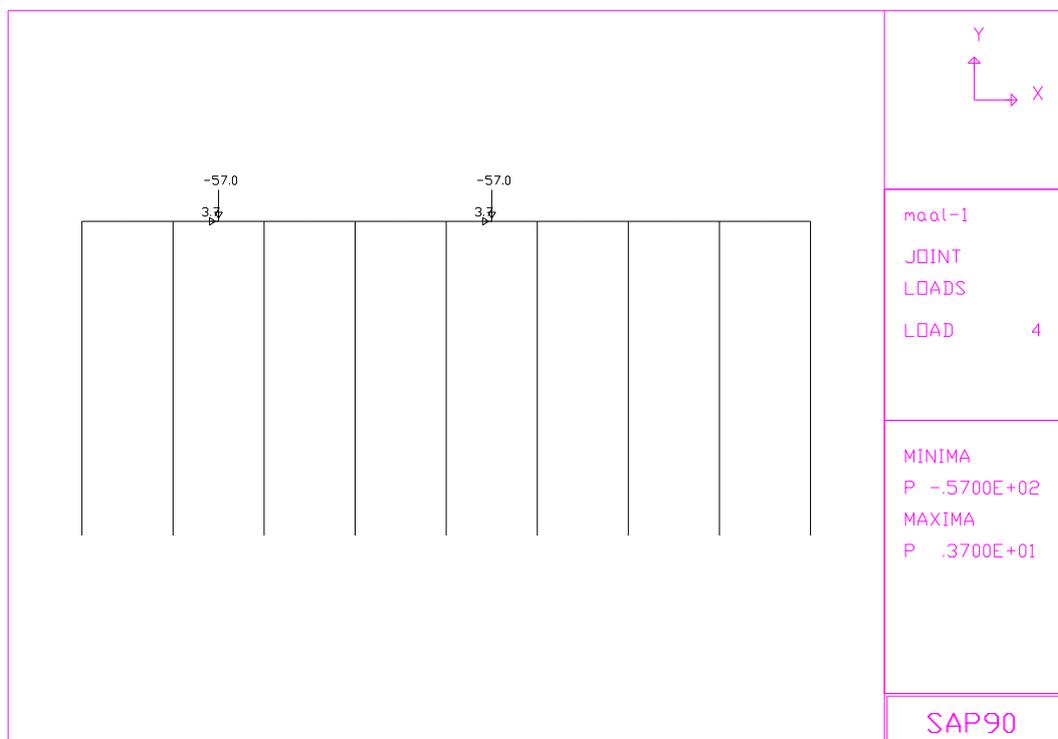


Fig. 4.2.4 – Condizione di carico 4 – Combinazione sismica

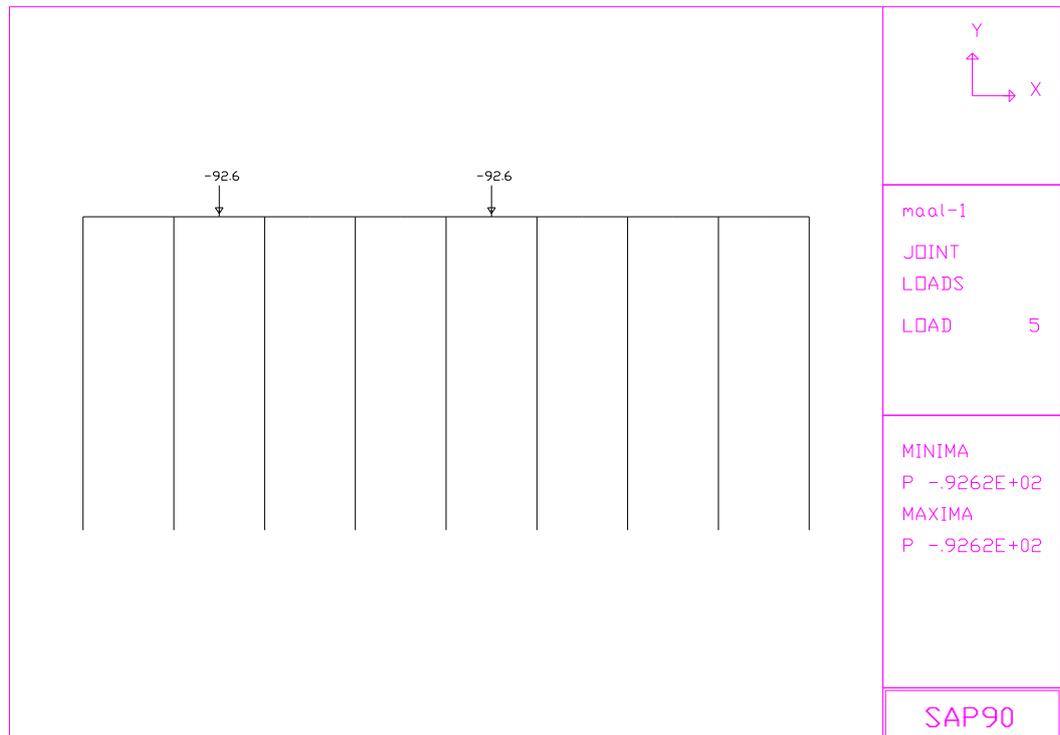


Fig. 4.2.5 – Condizione di carico 5 – Combinazione geotecnica

4.7. SOLLECITAZIONI SULLA STRUTTURA

Vengono rappresentate le sollecitazioni sulla struttura per le diverse combinazioni di carico. In particolare viene riportato il tabulato di calcolo con le sollecitazioni per le diverse combinazioni.

PAGE 1
PROGRAM:SAP90/FILE:maal-1.F3F

STRUTTURA SCALO DI ALAGGIO MARSALA - TELAIO

FR A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT	LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID	COMB	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
1		-70.67	.0	-.52	.00			
			10.4	-.52	-5.36			
2		-1.73	.0	-.29	.00			
			10.4	-.29	-2.98			
3		1.42	.0	-.04	.00			
			10.4	-.04	-.36			
4		4.07	.0	.64	.00			
			10.4	.64	6.61			
5		-1.79	.0	-.25	.00			
			10.4	-.25	-2.61			

2 -----				
1	-79.45			
		.0	.35	.00
		10.4	.35	3.68
2	-56.97			
		.0	-.35	.00
		10.4	-.35	-3.65
3	-10.35			
		.0	-.15	.00
		10.4	-.15	-1.57
4	-28.63			
		.0	.65	.00
		10.4	.65	6.74
5	-49.96			
		.0	-.30	.00
		10.4	-.30	-3.17
3 -----				
1	-41.83			
		.0	-.00	.00
		10.4	-.00	-.03
2	-53.81			
		.0	.40	.00
		10.4	.40	4.20
3	-55.10			
		.0	-.36	.00
		10.4	-.36	-3.74
4	-26.57			
		.0	1.05	.00
		10.4	1.05	10.97
5	-47.25			
		.0	.35	.00
		10.4	.35	3.64
4 -----				
1	-78.15			
		.0	-.39	.00
		10.4	-.39	-4.02
2	-15.77			
		.0	.02	.00
		10.4	.02	.19
3	-52.95			
		.0	.38	.00
		10.4	.38	3.93
4	-6.01			
		.0	.85	.00
		10.4	.85	8.80
5	-14.27			
		.0	.02	.00
		10.4	.02	.16
5 -----				
1	-79.98			
		.0	.35	.00
		10.4	.35	3.64
2	-52.86			
		.0	-.36	.00
		10.4	-.36	-3.76
3	-15.77			
		.0	.00	.00
		10.4	.00	.00
4	-25.80			
		.0	.64	.00
		10.4	.64	6.69
5	-46.41			
		.0	-.31	.00
		10.4	-.31	-3.26
6 -----				
1	-35.53			
		.0	.13	.00
		10.4	.13	1.37
2	-54.88			
		.0	.38	.00
		10.4	.38	3.93
3	-52.95			
		.0	-.38	.00
		10.4	-.38	-3.93

4	-26.85			
		.0	1.04	.00
		10.4	1.04	10.80
5	-48.17			
		.0	.33	.00
		10.4	.33	3.40
7	-----			
1	-27.72			
		.0	-.02	.00
		10.4	-.02	-.20
2	-10.33			
		.0	.16	.00
		10.4	.16	1.67
3	-55.10			
		.0	.36	.00
		10.4	.36	3.74
4	-2.68			
		.0	.93	.00
		10.4	.93	9.62
5	-9.58			
		.0	.14	.00
		10.4	.14	1.45
8	-----			
1	-28.63			
		.0	.00	.00
		10.4	.00	.02
2	-1.66			
		.0	.02	.00
		10.4	.02	.18
3	-10.35			
		.0	.15	.00
		10.4	.15	1.57
4	2.09			
		.0	.84	.00
		10.4	.84	8.70
5	-2.03			
		.0	.02	.00
		10.4	.02	.17
9	-----			
1	-19.63			
		.0	.09	.00
		10.4	.09	.91
2	-1.74			
		.0	.02	.00
		10.4	.02	.22
3	1.42			
		.0	.04	.00
		10.4	.04	.36
4	-3.62			
		.0	.77	.00
		10.4	.77	8.04
5	-1.79			
		.0	.02	.00
		10.4	.02	.22
10	-----			
1	-.52			
		.0	60.47	-5.36
		1.5	50.72	78.02
2	-.29			
		.0	1.73	-2.98
		1.2	.00	-1.98
		1.5	-.52	-2.06
3	-.04			
		.0	-1.42	-.36
		1.5	-3.67	-4.17
4	.64			
		.0	-4.07	6.61
		1.5	-4.07	.51
5	-.25			
		.0	1.79	-2.61
		1.2	.00	-1.55
		1.5	-.46	-1.62
11	-----			
1	-.52			

		.0	-56.16	78.02
		1.5	-65.91	-13.52
2	-.29	.0	-.52	-2.06
		1.5	-2.77	-4.53
3	-.04	.0	-3.67	-4.17
		1.5	-5.92	-11.36
4	.64	.0	-4.07	.51
		1.5	-4.07	-5.59
5	-.25	.0	-.46	-1.62
		1.5	-2.71	-4.00
12	-----			
1	-.16	.0	3.34	-9.84
		.5	.00	-8.98
		1.5	-6.41	-12.14
2	-.64	.0	54.20	-8.17
		1.5	51.95	71.44
3	-.19	.0	4.44	-12.93
		1.5	2.19	-7.96
4	1.28	.0	24.56	1.15
		1.5	24.56	37.99
5	-.56	.0	47.25	-7.17
		1.5	45.00	62.02
13	-----			
1	-.16	.0	-6.41	-12.14
		1.5	-16.16	-29.07
2	-.64	.0	-54.93	71.44
		1.5	-57.18	-12.64
3	-.19	.0	2.19	-7.96
		1.5	.00	-6.36
		1.5	-.06	-6.37
4	-2.42	.0	-32.44	37.99
		1.5	-32.44	-10.67
5	-.56	.0	-47.62	62.02
		1.5	-49.87	-11.10
14	-----			
1	-.16	.0	15.47	-29.10
		1.5	5.72	-13.21
2	-.23	.0	-3.37	-8.44
		1.5	-5.62	-15.18
3	-.55	.0	55.04	-10.11
		1.5	52.79	70.77
4	-1.36	.0	-5.87	.30
		1.5	-5.87	-8.50
5	-.21	.0	-2.62	-7.46
		1.5	-4.87	-13.08
15	-----			
1	-.16	.0	5.72	-13.21
		.9	.00	-10.69
		1.5	-4.03	-11.95
2	-.23	.0	-5.62	-15.18
		1.5	-7.87	-25.29
3	-.55	.0	-54.08	70.77

		1.5	-56.33	-12.04
4	-1.36	.0	-5.87	-8.50
		1.5	-5.87	-17.31
5	-.21	.0	-4.87	-13.08
		1.5	-7.12	-22.07

16				
1	-.55	.0	63.91	-15.97
		1.5	54.16	72.59
2	-.21	.0	7.90	-25.10
		1.5	5.65	-14.93
3	-.17	.0	-3.38	-8.11
		1.5	-5.63	-14.87
4	-.52	.0	.14	-8.51
		1.5	.14	-8.29
5	-.19	.0	7.15	-21.91
		1.5	4.90	-12.87

17				
1	-.55	.0	-52.71	72.59
		1.5	-62.46	-13.80
2	-.21	.0	5.65	-14.93
		1.5	3.40	-8.14
3	-.17	.0	-5.63	-14.87
		1.5	-7.88	-25.01
4	-.52	.0	.14	-8.29
		1.5	.14	-8.08
5	-.19	.0	4.90	-12.87
		1.5	2.65	-7.21

18				
1	-.20	.0	7.31	-10.15
		1.1	.00	-6.04
		1.5	-2.44	-6.50
2	-.58	.0	56.26	-11.90
		1.5	54.01	70.81
3	-.17	.0	7.88	-25.01
		1.5	5.63	-14.87
4	.13	.0	25.94	-1.40
		1.5	25.94	37.52
5	-.50	.0	49.06	-10.47
		1.5	46.81	61.44

19				
1	-.20	.0	-2.44	-6.50
		1.5	-12.19	-17.46
2	-.58	.0	-52.86	70.81
		1.5	-55.11	-10.17
3	-.17	.0	5.63	-14.87
		1.5	3.38	-8.11
4	-3.57	.0	-31.06	37.52
		1.5	-31.06	-9.07
5	-.50	.0	-45.81	61.44
		1.5	-48.06	-8.97

20				
1	-.07			

		.0	13.14	-16.10
		1.5	3.39	-3.70
2	-.20	.0	-.23	-6.25
		1.5	-2.48	-8.28
3	-.55	.0	56.33	-12.04
		1.5	54.08	70.77
4	-2.53	.0	-4.21	1.72
		1.5	-4.21	-4.59
5	-.18	.0	.10	-5.57
		.1	.00	-5.56
		1.5	-2.15	-7.10

21				
	1	-.07		
		.0	3.39	-3.70
		.5	.00	-2.81
		1.5	-6.36	-5.92
	2	-.20		
		.0	-2.48	-8.28
		1.5	-4.73	-13.68
	3	-.55		
		.0	-52.79	70.77
		1.5	-55.04	-10.11
	4	-2.53		
		.0	-4.21	-4.59
		1.5	-4.21	-10.91
	5	-.18		
		.0	-2.15	-7.10
		1.5	-4.40	-12.00

22				
	1	-.09		
		.0	11.15	-6.12
		1.5	1.40	3.29
	2	-.04		
		.0	5.61	-12.01
		1.5	3.36	-5.29
	3	-.19		
		.0	.06	-6.37
		.0	.00	-6.36
		1.5	-2.19	-7.96
	4	-1.61		
		.0	-1.53	-1.29
		1.5	-1.53	-3.58
	5	-.04		
		.0	5.18	-10.56
		1.5	2.93	-4.47

23				
	1	-.09		
		.0	1.40	3.29
		.2	.00	3.45
		1.5	-8.35	-1.91
	2	-.04		
		.0	3.36	-5.29
		1.5	1.11	-1.94
	3	-.19		
		.0	-2.19	-7.96
		1.5	-4.44	-12.93
	4	-1.61		
		.0	-1.53	-3.58
		1.5	-1.53	-5.88
	5	-.04		
		.0	2.93	-4.47
		1.5	.68	-1.77

24				
	1	-.09		
		.0	10.08	-1.89
		1.5	.33	5.91
	2	-.02		
		.0	2.76	-1.76
		1.5	.51	.70
	3	-.04		

		.0	5.92	-11.36
		1.5	3.67	-4.17
4	-.77	.0	-3.62	2.82
		1.5	-3.62	-2.61
5	-.02	.0	2.71	-1.60
		1.5	.46	.78

25				
1	-.09	.0	.33	5.91
		.1	.00	5.92
		1.5	-9.42	-.91
2	-.02	.0	.51	.70
		.3	.00	.79
		1.5	-1.74	-.22
3	-.04	.0	3.67	-4.17
		1.5	1.42	-.36
4	-.77	.0	-3.62	-2.61
		1.5	-3.62	-8.04
5	-.02	.0	.46	.78
		.3	.00	.85
		1.5	-1.79	-.22

Si riportano i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazioni sulla struttura nelle condizioni che determinano i valori massimi. (Fig. 4.3).

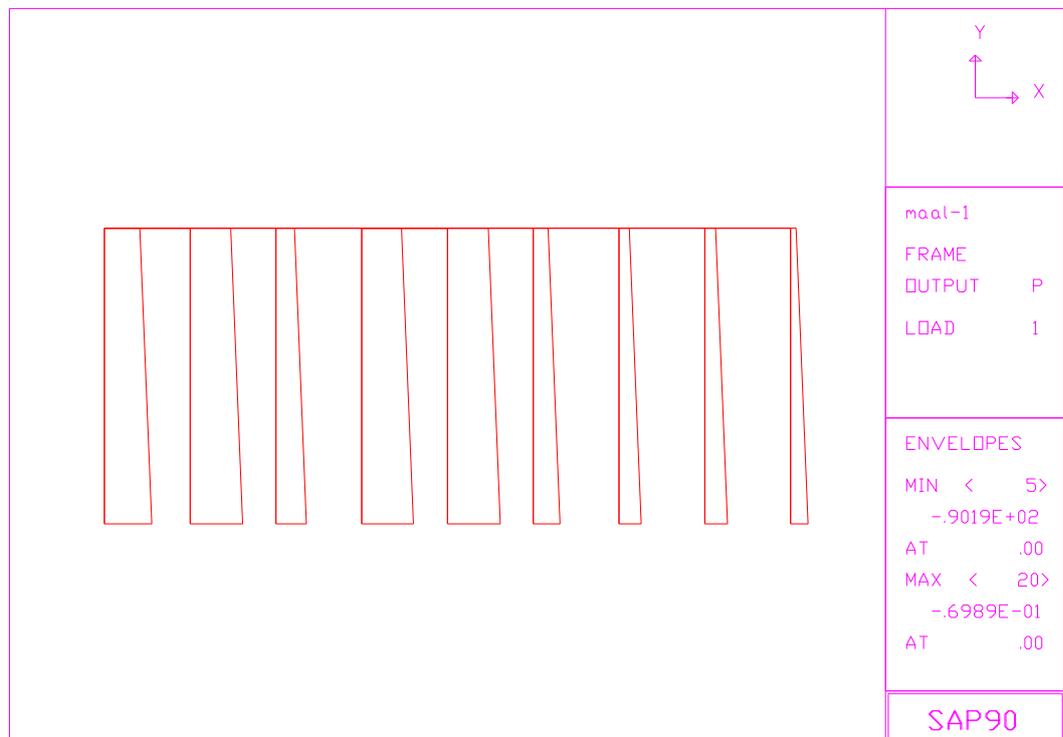


Fig. 4.3.1 – Sforzo normale massimo sui ritti – Combinazione 1

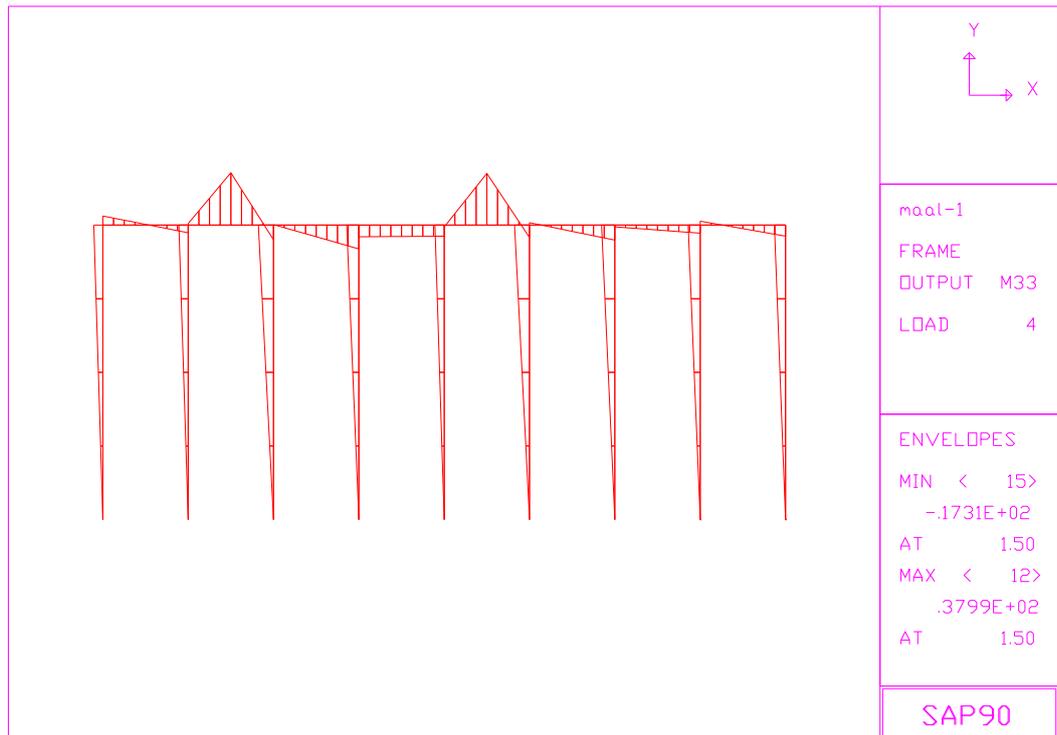


Fig. 4.3.2 – Momento massimo sui ritti – Combinazione 4

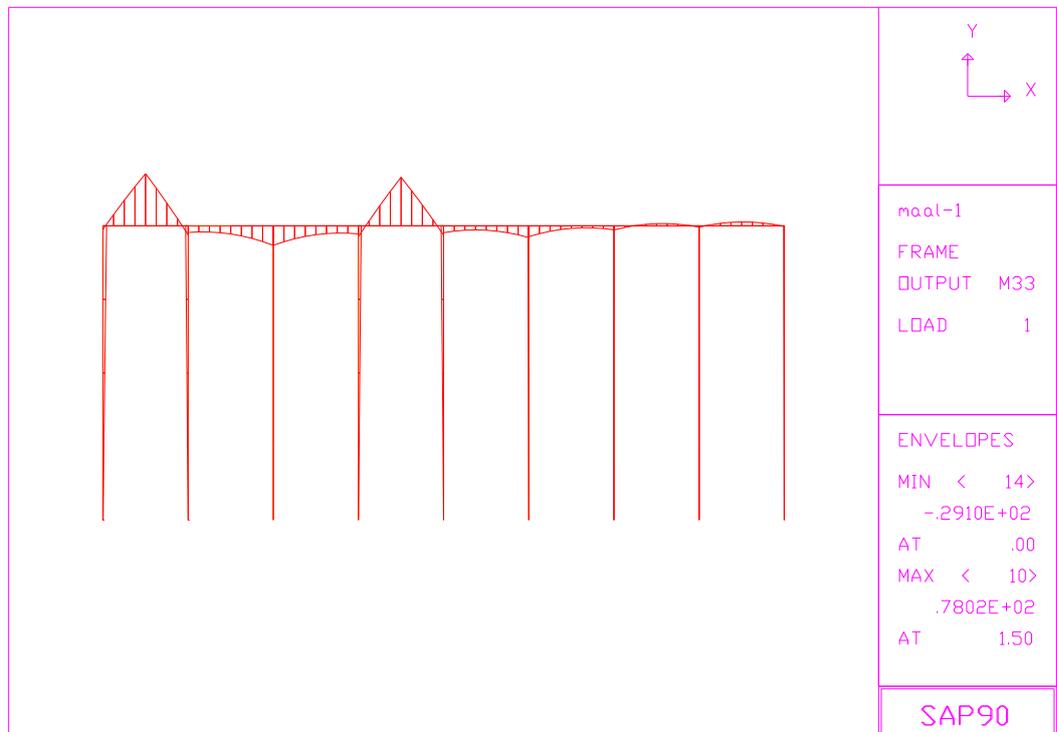


Fig. 4.3.3 – Momento massimo sulla trave – Combinazione 1

4.8. VERIFICA DELLE SEZIONI

Nella Fig. 4.4 si riporta la verifica della sezione del palo soggetto al massimo sforzo normale (Combinazione 1) e al massimo momento flettente (combinazione 4).

Verifica C.A. S.L.U. - File: PALO MOLO RIDOSSO - FLESSIONE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: VERIFICA SEZIONE PALO

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 260.57 kN
 M_{xEd}: 100.97 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U+ S.L.U-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 19.83 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
 τ_{cl}: 2.257

M_{xRd}: 1.270 kNm

σ_c: -19.83 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 13.04 ‰
 d: 95 cm
 x: 20.1 x/d: 0.2116
 δ: 0.7045

Fig. 4.4.1 – Verifica della sezione del palo – Combinazione 4

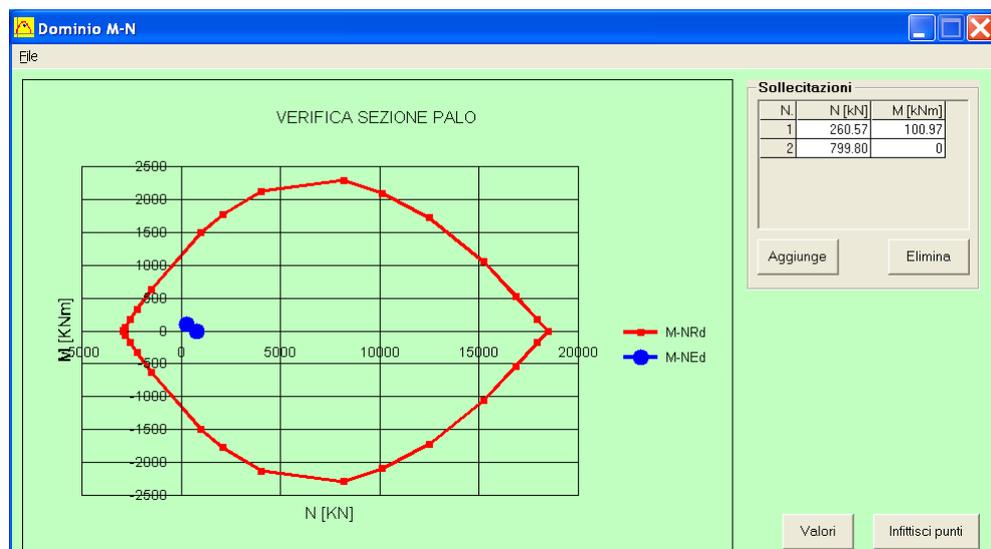


Fig. 4.4.2 – Dominio di resistenza della sezione del palo

Nella Fig. 4.5 si riporta la verifica della sezione della trave soggetta al massimo al massimo momento flettente (combinazione 1).

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE INCASTRO SOLETTONE

Titolo: VERIFICA SEZIONE SOLETTONE

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38.01	5
2	38.01	95

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 780.2 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 SLU+ SLU-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C35/45
 ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 19.83 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
 τ_{c1}: 2.257

M_{xRd}: 1.385 kNm
 σ_c: -19.83 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 65.04‰
 d: 95 cm
 x: 4.851 x/d: 0.05107
 δ: 0.7

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Fig. 4.5.1 – Verifica della sezione della trave – Combinazione 1

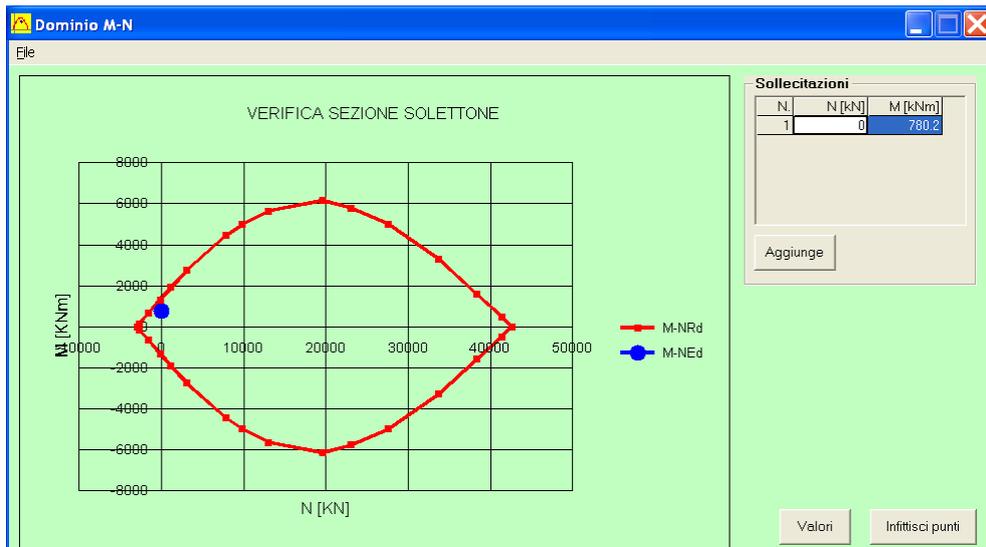


Fig. 4.5.2 – Dominio di resistenza della sezione della trave

4.9. VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI

4.9.1. METODO DI CALCOLO

Il problema del calcolo geotecnico del palo viene affrontato seguendo la Teoria di Berezantsev (1961). Il carico limite Q_{lim} di un palo viene convenzionalmente suddiviso in due componenti :la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S .

La relazione che fornisce Q_{lim} si può quindi scrivere come

$$Q_{lim} = P+S = p \cdot A_p + s \cdot A_s$$

dove p è la resistenza unitaria alla punta, s la resistenza media laterale, A_p l'area della superficie alla punta e A_s l'area della superficie laterale.

Il valore di p può esprimersi con la relazione:

$$p = c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

in cui c è la coesione, N_c , N_q sono coefficienti funzione di φ , $q = \alpha_T \cdot \gamma \cdot H$.

I valori di φ da assumere nel calcolo della resistenza alla punta, dovrà tenere conto della densità relativa del terreno e del livello di tensione. Detto φ'_1 l'angolo di attrito del deposito indisturbato, prima della esecuzione del palo, Kishida (1967) suggerisce di assumere per pali trivellati

$$\varphi' = \varphi'_1 - 3 \text{ (}^\circ\text{)}$$

In condizioni non drenate si assume il valore $c = c_u$ e $N_c = 9$.

I valori di α_T sono espressi in funzione di φ e H/D e sono riportati in funzione dei valori assunti per ogni strato di terreno considerato (Berezantsev 1961). In alternativa si può utilizzare una formulazione proposta da Vesic 1977 per cui il valore di α_T è dato da

$$\alpha_T = \left(\frac{1 + 2k_o}{3} \right)$$

in cui k_o è il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso, per terreni normalmente consolidati, dalla relazione

$$k_o = 1 - \text{sen}(\varphi')$$

Il valore di N_q è funzione dell'angolo di attrito interno φ . Il valore è desunto dalle curve proposte da Berezantezev. La curva in funzione di φ può essere espressa dalla seguente equazione

$$N_q = a\varphi^2 + b\varphi + c$$

in cui i parametri a, b, c assumono i valori riportati nella Tabella 5.9.1.

Valori di a,b,c per N_q

D	< 60 cm	> 60 cm	> 60 cm
φ		< 30°	> 30°
a	7.0000E-04	8.3169E-03	1.5000E-01
b	2.8990E-02	9.0722E-03	-8.5000E+00
c	7.1000E-06	9.9260E-01	1.2875E+02

Tabella 5.9.1 – Parametri per il calcolo di N_q – N_q^* (Berezantev)

Nel caso di pali di grande diametro, non è valida l'ipotesi della contemporanea mobilitazione della resistenza alla punta e della resistenza laterale. Infatti mentre la resistenza laterale si mobilita per piccoli valori dei cedimenti, quella alla punta si mobilita per cedimenti più elevati proporzionali al diametro del palo. Si utilizzano nel caso di pali di grande diametro i valori di N_q^* desunti da Berezantev e da studi condotti di Whitaker e Cooke (1973).

Il valore di s è dato da:

$$s = s_o + k \cdot \mu \cdot \sigma_v$$

in cui s_o è detta adesione ed è indipendente dalla pressione normale esercitata dal terreno, k è un coefficiente adimensionale di spinta che consente di calcolare s conoscendo σ_v , μ è il coefficiente di attrito e si assume pari a $\text{tg}(\varphi)$.

Il valore di s_o è nullo nel caso di terreni incoerenti e assume il valore $0.3 \cdot c_u$ (c_u coesione non drenata) nel caso di terreni coerenti.

La tensione σ_v indica la tensione effettiva litostatica alla profondità z . Per pali battuti il valore di k , per effetto dell'infissione del palo, cresce fino a raggiungere il valore di rottura in condizioni di spinta passiva, mentre per pali trivellati si può raggiungere il valore dell'equilibrio limite attivo. Occorre notare che la tensione litostatica è una tensione principale, mentre la tensione verticale in corrispondenza del palo non è una tensione principale per cui il coefficiente k deve assumere un valore dipendente dalle proprietà del terreno e dalle effettive modalità esecutive del palo (battuto, trivellato). Il valore del coefficiente di attrito per pali trivellati si assume pari a

$$\mu = \tan(\varphi)$$

ma nel caso di profilati o tubi di acciaio si assume $\tan(20^\circ) = 0.36$ e nel caso di calcestruzzo prefabbricato

$$\mu = \tan\left(\frac{3\varphi}{4}\right)$$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 5.9.2 – Coefficienti parziali γ_R per pali

Per la verifica dei pali di fondazione si utilizza l'Approccio 2 (A1+M1+R3) per cui le azioni devono essere determinate adottando i seguenti coefficienti parziali:

- permanenti – $\gamma_{G1} = 1.30$
- permanenti non strutturali - $\gamma_{G2} = 1.50$
- variabili – $\gamma_{Qi} = 1.50$

come si evince dalla Tabella 1.1. Dalla Tabella 1.2 si rilevano i coefficienti parziali che devono essere utilizzati per i parametri geotecnici.

Definita la tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\tan(\phi'k)$ si applica il coefficiente parziale $\gamma_M = 1.00$ per cui l'angolo di attrito interno determinato in precedenza è quello con cui si determina il valore di N_q e della resistenza laterale s .

Il valore della resistenza di progetto è dato quindi da

$$R_d = P/\gamma_B + S/\gamma_S$$

avendo assunto i coefficienti di resistenza R_3 da applicare alla combinazione (A1+M1+R3) relativa all'Approccio 2 in cui sono pari a $\gamma_B = 1.35$ per la resistenza alla punta, $\gamma_S = 1.15$ per la resistenza laterale in compressione e $\gamma_S = 1.25$ per la resistenza laterale in trazione come si evince dalla Tabella 5.9.2..

4.9.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

Facendo riferimento a quanto riportato nel § 1.12 si determina il carico limite del palo per il palo di lunghezza 11.60 m e diametro 1.00 m. Il palo è caratterizzato da una lunghezza effettiva di 15.50 m di cui 3.60 m costituiscono la parte libera in acqua, è infisso nello strato costituito da Limi per 4.00 m e 7.60 m nello strato costituito da Calcareniti miste a sabbie e limi.

Il calcolo è riportato nella Tabella 4.9.1..

VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

Caratteristiche geometriche del palo

D =	1.00 m	Diametro del palo	(tratto libero in acqua 7.00 m)
H =	11.60 m	Lunghezza del palo	(lunghezza complessiva del palo 17.50 m)
H/D =	11.60	Rapporto lunghezza - diametro del palo	
γ_c =	2.50 ton/mc	Peso specifico del cls armato	
Pp =	22.78 ton	Peso del palo	

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

N.ro strati di terreno interessati dal palo 1

	Strato	1	Limi
Angolo di attrito interno	φ =	22 °	
Coesione	c =	0.06 ton/mq	
Peso dell'unità di volume	γ =	1.53 ton/mc	
Peso saturo dell'unità di volume γ_{sat} =		1.70 ton/mc	
Altezza dello strato	h1 =	4.00 m	
	Strato	2	Calcareniti miste a cabbia e limo
Angolo di attrito interno	φ =	38 °	
Coesione	c =	0.06 ton/mq	
Peso dell'unità di volume	γ =	1.92 ton/mc	
Peso saturo dell'unità di volume γ_{sat} =		2.00 ton/mc	
Altezza dello strato	h2 =	7.60 m	
Angolo di attrito di calcolo res. laterale		22.00 °	per 4.00 m
Angolo di attrito di calcolo res. laterale		38.00 °	per 7.60 m
Angolo di attrito di calcolo res. punta		35.00 °	(Kishida 1967) 0.610865 rad

Tabella 4.9.1 – Calcolo Geotecnico Pali - Caratteristiche geotecniche assunte nei calcoli

CALCOLO DELLA RESISTENZA

a) Resistenza alla punta

$$P = p \cdot A_p$$

$$p = c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

$$q = \alpha T \cdot \gamma \cdot H$$

Determinazione del valore di αT - (Berezantzev 1961)

H/D - φ	26	30	34	37	40	34	35.00	37
5	0.75	0.77	0.81	0.83	0.85			
10	0.62	0.67	0.73	0.76	0.79			
15	0.55	0.61	0.68	0.73	0.77	0.68	0.70	0.73
20	0.49	0.53	0.65	0.71	0.75	0.65	0.67	0.71
25	0.44	0.53	0.63	0.70	0.74			

Determinazione del valore di αT - (Vesic 1977)

$$\begin{aligned} H/D &= 11.60 \\ \alpha T &= 0.68 \end{aligned}$$

$$\alpha T = (1 + 2 \cdot k_o) / 3$$

$$k_o = [1 - \sin(\varphi)] = 0.43$$

$$\alpha T = (1 + 2 \cdot k_o) / 3 = 0.62$$

Determinazione del valore di N_q - (Berezantzev 1961)

$N_q =$	1.87	(per $D < 60$ cm)
$N_q =$	11.50	(per $D > 60$ cm e $\varphi < 30^\circ$)
$N_q =$	15.00	(per $D > 60$ cm e $\varphi > 30^\circ$)

Valore assunto	$\alpha T =$	0.68	$q =$	7.06 ton/mq
	$\gamma' =$	0.90 ton/mc	$p =$	106.39 ton/mq
	$H =$	11.60 m		
	$N_c =$	9.00		
Valore assunto	$N_q =$	15.00		

$$\text{Coefficiente parziale per pali trivellati } \gamma_B = 1.35 \quad A_p = 0.79 \text{ mq}$$

$$P = 83.56 \text{ ton}$$

Tabella 4.9.2– Calcolo Geotecnico Pali – Resistenza alla punta

b) Resistenza laterale a compressione

$$S = s \cdot AL \qquad s = s_0 + k \cdot \mu \cdot \sigma_v \qquad s_0 = \alpha \cdot c_u = 0.30 \cdot c_u$$

$k = \sigma_h / \sigma_v =$	0.70 (Profilati di acciaio in terreno sciolto)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	1.00 (Profilati di acciaio in terreno denso)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	1.00 (Tubo di acciaio chiuso in terreno sciolto o cls prefabbricato)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	2.00 (Tubo di acciaio chiuso in terreno denso o cls prefabbricato)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	1.00 (Cls gettato in opera in terreno sciolto)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	3.00 (Cls gettato in opera in terreno denso)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	0.50 (per pali trivellati terreno sciolto)
$k = \sigma_h / \sigma_v =$	0.40 (per pali trivellati terreno denso)
$k = \sigma_h / \sigma_v = \cos(\varphi)^2$	0.67 (Brench - Hansen)

	Strato	1			
Valore assunto	$k =$	0.67	$s_0 =$	0.02 ton/mq	
	$\mu =$	0.40	$s =$	0.40 ton/mq	
	$\gamma' =$	0.70 ton/mc			
	$H/2 =$	2.00 m			
			$AL =$	12.57 mq	
			$S =$	5.00 ton	

	Strato	2			
Valore assunto	$k =$	0.67	$s_0 =$	0.02 ton/mq	
	$\mu =$	0.78	$s =$	4.11 ton/mq	
	$\gamma' =$	1.00 ton/mc			
	$H/2 =$	7.80 m			
			$AL =$	23.88 mq	
			$S =$	98.04 ton	

Coefficiente parziale per pali trivellati $\gamma_S =$	1.15	(compressione)
	$Stot =$	103.03 ton

c) Resistenza laterale a trazione

$$S = s \cdot AL \qquad s = s_0 + k \cdot \mu \cdot \sigma_v \qquad s_0 = \alpha \cdot c_u = 0.30 \cdot c_u$$

	Strato	1			
$s = k \cdot \mu \cdot \sigma_v$	$k =$	0.67	$s_0 =$	0.02 ton/mq	
	$\mu =$	0.40	$s =$	0.38 ton/mq	
	$\gamma =$	0.70 ton/mc			
	$H/2 =$	2.00 m			
			$AL =$	12.57 mq	
			$S =$	4.77 ton	

	Strato	2			
$s = k \cdot \mu \cdot \sigma_v$	$k =$	0.67	$s_0 =$	0.02 ton/mq	
	$\mu =$	0.78	$s =$	4.09 ton/mq	
	$\gamma =$	1.00 ton/mc			
	$H/2 =$	7.80 m			
			$AL =$	23.88 mq	
			$S =$	97.61 ton	

Coefficiente parziale per pali trivellati $\gamma_S =$	1.25	(trazione)
	$Stot =$	102.38 ton

Tabella 4.9.3 – Calcolo Geotecnico Pali – Resistenza laterale

d1) Resistenza di progetto a compressione

$$R_d = P/\gamma_B + S/\gamma_S - P_p \qquad R_d = \qquad 128.71 \text{ ton}$$

d2) Resistenza di progetto a trazione

$$R_d = P/\gamma_B + S/\gamma_S + P_p \qquad R_d = \qquad 104.68 \text{ ton}$$

Tabella 4.9.4 – Calcolo Geotecnico Pali – Resistenze di Progetto

Essendo i valori delle resistenze di progetto pari a 128.71 ton sempre superiori ai valori massimi ottenuti dalle combinazioni prescritte pari 78.02 ton a si può concludere che la verifica geotecnica del palo è soddisfatta sia a compressione che a trazione.