

B	GENNAIO 2013	AGGIORNAMENTO			G. Andrighetti	N.Zoratto	F. Busola														
A	DICEMBRE 2011	EMISSIONE			G. Andrighetti	N.Zoratto	F. Busola														
REV.	DATA	DESCRIZIONE			ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO														
SOSTITUISCE L'ELABORATO N°					SOSTITUITO DALL'ELABORATO N°																
CONSORZIO PER LE AUTOSTRADE SICILIANE AUTOSTRADA SIRACUSA – GELA 2° TRONCO: ROSOLINI – RAGUSA LOTTO 10/11 PROGETTO ESECUTIVO IDENTIFICAZIONE ELABORATO																					
E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	B
PROG.	STRADA	LOTTO	MACRO OPERA	OPERA		PARTE DI OPERA	TIPOLOGIA ELABORATO	N. ELABORATO	REV.												
LOTTO 10 "IRMINIO" OPERA N. 35 – VIADOTTO IRMINIO RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO – SOTTOSTRUTTURE																					
DATA	DICEMBRE 2011				PROGETTAZIONE																
CODICE CAD-FILE	EA1810T00VI35STRRE004.doc				IL RESPONSABILE : DOTT. ING. F. BUSOLA																
<small>OPERA PROTETTA AI SENSI DELLA LEGGE 22 APRILE 1941 N. 633 TUTTI I DIRITTI RISERVATI QUALSIASI RIPRODUZIONE ED UTILIZZAZIONE NON AUTORIZZATE SARANNO PERSEGUITE A RIGORE DI LEGGE</small>																					

 GENERALI	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 1
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

AUTOSTRADA SIRACUSA-GELA

2° TRONCO ROSOLINI - RAGUSA

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO 10 “ IRMINIO”

OPERA 35

VIADOTTO IRMINIO

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 2
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

INDICE

1.	INTRODUZIONE	6
2.	MATERIALI	8
	2.1. Calcestruzzo	8
	2.2. Acciaio	9
3.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	12
5.	COMBINAZIONI DI CALCOLO	15
6.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE PILE	18
	6.1. Dimensionamento e verifica del testapila	18
	6.1.1. Verifiche dei baggioli	18
	6.1.2. Verifica del pulvino	21
	6.2. Dimensionamento e verifica dei fusti delle pile	24
	6.2.1. Modello di calcolo adottato	24
	6.2.2. Azioni considerate	25
	6.2.3. Verifiche a Stato Limite di Compressione in esercizio	25
	6.2.4. Verifiche a Stato Limite di Fessurazione	25
	6.2.5. Verifiche allo Stato Limite Ultimo per flessione	26
	6.2.6. Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio	27
	6.3. Verifica della pila durante le fasi costruttive della stampella	28
7.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE SPALLE	32
	7.1. Dimensionamento e verifica dell'elevazione	32
	7.2. Dimensionamento e verifica muro paraghiaia	34
8.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI	37
	8.1. Verifica strutturale delle fondazioni	37
	8.1.1. Dimensionamento e verifica plinto di fondazione delle pile	37
	8.1.2. Dimensionamento e verifica plinto di fondazione delle spalle	39
	8.1.3. Dimensionamento e verifica pozzo di fondazione delle pile	41
	8.2. Verifica geotecnica delle fondazioni	48
	8.2.1. Verifica geotecnica dei pozzi delle pile	48
	8.2.2. Verifica geotecnica dei pozzi delle spalle	50

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 6.1 - Espansione trasversale delle sollecitazioni nel calcestruzzo	19
Fig. 6.2 - Schema struts and ties per l'assorbimento della reazione H nel baggiolo	20
Fig. 6.3 - Schema per la diffusione nel pulvino delle forze verticali scaricate sui baggioli.	21
Fig. 6.4 - Schema per la diffusione nel pulvino della forza orizzontale trasversale scaricata dagli appoggi.	22
Fig. 6.5 - Schema per la diffusione nel pulvino della forza orizzontale longitudinale trasmessa dagli appoggi/isolatori sismici.	23
Fig. 6.6 - Schema per la verifica a ribaltamento della stampella isolata.	29
Fig. 6.7 - Schema tiranti	30
Fig. 8.1 - Modello ad elementi finiti del pozzo e del terreno circostante	42
Fig. 8.2 - Spostamento verticale 3D	43
Fig. 8.3 - Spostamento verticale	43
Fig. 8.4 - Spostamento orizzontale 3D	44
Fig. 8.5 - Spostamento orizzontale	44
Fig. 8.6 - Tensioni orizzontali	45
Fig. 8.7 - Tensioni verticali	46
Fig. 8.8 - Tensioni verticali in corrispondenza della sezione a σ'_{zzmax}	46
Fig. 8.9 - Tensioni orizzontali in corrispondenza della sezione a σ'_{zzmax}	47
Fig. 8.10 - Curva carico - spostamento	48
Fig. 8.11 - Punti di plasticizzazione	49
Fig. 8.12 - Punti di plasticizzazione a collasso	49
Fig. 8.13 - Stabilità globale spalla - Superfici di scorrimento	50
Fig. 8.14 - Capacità portante pozzo - Superfici di scorrimento	51

INDICE DELLE TABELLE

Tab. 4.1 - Valori di a_g , F_0 e T'_c , per i T_R , associati	13
Tab. 5.1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	16
Tab. 5.2 - Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici	16
Tab. 5.3 - Coefficienti parziali per le resistenze - fondazioni su pozzo	17
Tab. 7.1 - Sollecitazioni massime elevazione	33
Tab. 8.1 - Sollecitazioni massime plinto pile	37
Tab. 8.2 - Sollecitazioni massime plinto spalle	40
Tab. 8.3 - Sollecitazioni massime pozzo	42
Tab. 8.4 - Sollecitazioni massime plinto spalle	50

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 4
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

ALLEGATI ALLA RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

TABELLA 1:

CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI “BEAM” RELATIVI AL MODELLO FEM

TABELLA 2:

VERIFICHE PER LO SQUILIBRIO DI CONCI NEL MONTAGGIO DELLA STAMPILLA

TABULATO 1:

SOLLECITAZIONI PRODOTTE DAGLI STEP ELEMENTARI SULLE PILE

TABULATO 1_k:

SOLLECITAZIONI PRODOTTE DALL’ANALISI SISMICA

TABULATO 1_k-55%:

SOLLECITAZIONI PRODOTTE DALL’ANALISI SISMICA

TABULATO 1_k+55%:

SOLLECITAZIONI PRODOTTE DALL’ANALISI SISMICA

TABULATO 2_tandm:

INVILUPPI DEI CARICHI MOBILI

TABULATO 2_uni:

INVILUPPI DEI CARICHI MOBILI

TABULATO 3_RARA:

SOLLECITAZIONI COMBINAZIONE DI CARICO CARATTERISTICA

TABULATO 3_VERIFICHE:

VERIFICHE TENSIONALI IN COMBINAZIONE DI CARICO CARATTERISTICA

 INGENIERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 5
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

TABULATO 4_FREQ:

SOLLECITAZIONI COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE

TABULATO 4_Q.PERM:

VERIFICHE IN ESERCIZIO IN COMBINAZIONE DI CARICO QUASI PERMANENTE

TABULATO 4_VERIFICHE:

VERIFICHE IN ESERCIZIO IN COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE E QUASI PERMANENTE

TABULATO 5_STRU_VERIFICHE:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

TABULATO 5_SISM_VERIFICHE:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

TABULATO 6:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 6
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali e geotecniche riguardanti le sottostrutture del viadotto Irminio, ubicato nel Lotto 10 dell'autostrada A18-Siracusa-Gela.

Le sottostrutture si differenziano in:

- Pile (P1, P2, P3 lato Gela e P1, P2, P3 lato Siracusa) con relative fondazioni costituite da plinti su pozzi;
- Spalle (Sp1, Sp2 lato Gela e Sp1, Sp2 lato Siracusa) con relative fondazioni costituite da plinti su pozzi.

Il viadotto in oggetto è costituito da due carreggiate separate, distanti circa 30 m l'una dall'altra. Ciascuna carreggiata poggia su tre pile di altezza differente. Le pile (P1, P2 e P3) presentano altezza rispettivamente di 19,00 m, 22,00 m e 22,00 m per quanto riguarda la pista in direzione Gela e 19,00 m, 24,00 m e 19,00 m per la pista in direzione Siracusa (misurata da estradosso plinto a estradosso pulvino). In entrambi i casi il pulvino è alto 3.75 m e presenta sezione piena.

Ogni pila ospita in testa al pulvino una coppia di appoggi di tipo elastomerico con nucleo in piombo, entrambi in grado di assorbire azioni orizzontali ed in grado di svolgere la funzione di isolatori sismici. Il comportamento degli apparecchi di appoggio ed isolamento sismico risulta essere lo stesso sia in direzione trasversale che longitudinale rispetto all'impalcato.

Le fondazioni di tutte le pile sono pozzi a sezione circolare con diametro 10 m e profondità, per le pile P1 e P3, 10 m da intradosso plinto, mentre 12 m da intradosso plinto, per le pile P2. Anche i plinti hanno una sezione circolare e spessore di 2.50 m.

Le quattro spalle del viadotto collaborano nel supportare nelle fasi di esercizio, le semi-stampelle di lunghezza 50 m costruite a sbalzo dalle pile contigue alla spalla. Esse vengono denominate Sp1 ed Sp2 pista per Gela, Sp1 ed Sp2 pista per Siracusa.

Le fondazioni di tutte le spalle sono pozzi a sezione circolare con diametro 13 m e profondità 13 m da intradosso plinto, anch'esso a sezione circolare di spessore di 2.50 m.

L'analisi dei carichi è stata svolta in conformità alla normativa vigente riguardante i ponti e le strutture in zona sismica:

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 7
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

- D.M. 14/01/2008 “NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni”
- CIRCOLARE 02/02/2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008

Le azioni verticali ed orizzontali sono state calcolate come descritto nella relazione di calcolo dell’impalcato, per peso proprio, permanenti portati, precompressione, cedimenti vincolari, gradienti termici, carichi mobili, svio, vento, e nell’analisi dinamica per le azioni dovute al sisma.

Le analisi sono state svolte solo per la pista lato Siracusa ma sono rappresentative di entrambe le piste.

 PROGETTAZIONE	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 8
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab		N. Elab.		Rev						

2. MATERIALI

Per la realizzazione delle sottostrutture del viadotto in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

2.1. Calcestruzzo

CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Classe di resistenza: C12/15
 Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI (PLINTI)

Classe di resistenza: C25/30
 Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
 Valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica: $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: $f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$
 Valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo: $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
 Valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo: $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
 Valore di calcolo della resistenza a trazione: $f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$
 Valore medio del modulo elastico: $E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
 Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_c = 1.5$

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI (POZZI)

Classe di resistenza: C20/25
 Resistenza a compressione cubica caratteristica: $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a compressione cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 20.75 \text{ N/mm}^2$
 Valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica: $f_{cd} = 11.76 \text{ N/mm}^2$
 Valore medio della resistenza cilindrica a compressione: $f_{cm} = 28.75 \text{ N/mm}^2$
 Valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo: $f_{ctm} = 2.27 \text{ N/mm}^2$
 Valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo: $f_{ctk} = 1.59 \text{ N/mm}^2$
 Valore di calcolo della resistenza a trazione: $f_{ctd} = 1.06 \text{ N/mm}^2$
 Valore medio del modulo elastico: $E_c = 30200 \text{ N/mm}^2$
 Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_c = 1.5$

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 9
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (SPALLE E PILE)

Classe di resistenza:	C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica:	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm} = 41.20 \text{ N/mm}^2$
Valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctm} = 3.09 \text{ N/mm}^2$
Valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctk} = 2.16 \text{ N/mm}^2$
Valore di calcolo della resistenza a trazione:	$f_{ctd} = 1.44 \text{ N/mm}^2$
Valore medio del modulo elastico:	$E_c = 33643 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_c = 1.5$

2.2. Acciaio

ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Tipo:	B450C
Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo:	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s = 1.15$

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 10
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera sono descritte nella "Relazione geotecnica e geomeccanica - D-A18-10-T00-GG00-GET-RE-001".

La successione stratigrafica che interessa il Fiume Irminio può schematizzarsi, dal basso verso l'alto, come segue:

- *Formazione Ragusa*, costituita prevalentemente da calcareniti e calcari di colore bianco-grigiastro ben cementate e suddivise in strati di spessore variabile, localmente separate da intercalazioni marnose o calcareo-sabbiose;
- *Depositi alluvionali recenti ed attuali*, ubicati lungo l'alveo dei torrenti, costituiti da sabbie e ghiaie con ciottoli eterometrici arrotondati (Olocene).

I parametri geotecnici caratteristici di ciascun litotipo sono di seguito riportati:

Depositi Alluvionali

peso di volume:	$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$
coesione drenata:	$c' = 0 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio drenato:	$\varphi' = 35^\circ$
modulo di Young:	$E = 30 \text{ MPa}$
modulo di Poisson:	$\nu = 0.3$

Formazione di Ragusa – Spalle lato Siracusa

peso di volume:	$\gamma_n = 23 \text{ kN/m}^3$
coesione drenata:	$c' = 100 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio drenato:	$\varphi' = 45^\circ$
modulo di Young:	$E = 5600 \text{ MPa}$
modulo di Poisson:	$\nu = 0.2$

Formazione di Ragusa – Spalle lato Gela

peso di volume:	$\gamma_n = 23 \text{ kN/m}^3$
coesione drenata:	$c' = 100 \text{ kPa}$
angolo di resistenza al taglio drenato:	$\varphi' = 50^\circ$
modulo di Young:	$E = 3600 \text{ MPa}$

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 11
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Formazione di Ragusa – Pile

peso di volume:

$$\gamma_n = 23 \text{ kN/m}^3$$

coesione drenata:

$$c' = 100 \text{ kPa}$$

angolo di resistenza al taglio drenato:

$$\varphi' = 45^\circ$$

modulo di Young:

$$E = 5600 \text{ MPa}$$

modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Le verifiche delle fondazioni delle pile sono state condotte ipotizzando un livello di falda pari al livello di piena del torrente Irminio con $T_r = 2$ anni, mentre per le verifiche delle spalle non è stata considerata la presenza di alcuna falda.

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 12
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per la valutazione degli spettri si è fatto riferimento alla microzonazione sismica definita nel DM 14/01/2008. L'infrastruttura è localizzata alle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine: 36.81800 ° Nord

Longitudine: 14.64880 ° Est

Considerando i seguenti parametri :

- Vita nominale : 100 anni
- Classe d'uso : IV ($C_U=2$)

si ottiene un periodo di riferimento pari a :

$$V_R = \max(35; V_N \cdot C_U) = \max(35; 100 \cdot 2) = 200 \text{ anni}$$

Si osserva che il coefficiente di amplificazione topografico assume valore differente per le pile ($S_T = 1$) e per le spalle ($S_T = 1.2$). Per quanto riguarda il calcolo dell'impalcato e delle relative pile verrà utilizzato in sicurezza il valore $S_T = 1.2$.

Le verifiche di sicurezza della sottostruttura sono state sviluppate considerando lo Stato Limite di Salvaguardia per la Vita, per il quale si deve garantire una possibilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.

In accordo con le indicazioni fornite nell'allegato A al D.M. 14/01/2008 (formula [1]) il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica può quindi essere ottenuto dalla seguente espressione :

$$\text{Stato Limite di salvaguardia della Vita: } T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{ anni}$$

Dal reticolo in corrispondenza delle coordinate geografiche relative alla localizzazione dell'infrastruttura, si ottengono i seguenti valori :

Tab. 4.1 - Valori di a_g , F_0 e T'_c , per i T_R , associati

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T'_c [s]
SLV	1898	0.279	2.462	0.513

Considerando che tutte le fondazioni sono poggianti direttamente sulla formazione di Ragusa che presenta una rigidità elevata, per la definizione delle azioni agenti sulla struttura e la verifica delle fondazioni, si è assunta una categoria del sottosuolo A. (vedi “Relazione geotecnica e geomeccanica - D-A18-10-T00-GG00-GET-RE-001”).

Per quanto riguarda la categoria topografica, si è assunto T1 per le fondazioni delle pile che insistono sul fondo valle e T2 per le fondazioni delle spalle che interessano un pendio di altezza maggiore di 30m ed acclività media maggiore di 5°.

Sulla base delle indicazioni riportate nel DM2008, i fattori di amplificazione stratigrafica S_s e topografica S_t per la categoria A sono i seguenti:

$$\text{Categoria del suolo: } A \begin{cases} S_s = 1.00 \text{ (oriz.)} \\ S_s = 1.00 \text{ (vert.)} \\ C_c = 1.00 \end{cases}$$

Categoria topografica: T1 ($S_T=1$)

Categoria topografica: T2($S_T=1.2$) in corrispondenza della sommità del pendio

L'accelerazione sismica di progetto da utilizzare in sede di verifica delle opere è data dalla seguente espressione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al suolo;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

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

Riassumendo, secondo quanto riportato nei paragrafi precedenti, risulta:

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 14
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

– per le verifiche delle spalle:

categoria di suolo

A

accelerazione orizz. massima attesa su sito di riferimento rigido:

$a_g/g = 0.271$

coefficiente di amplificazione stratigrafica:

$S_S = 1.000$

coefficiente di amplificazione topografica:

$S_T = 1.200$

– per le verifiche delle fondazioni delle pile:

categoria di suolo

A

accelerazione orizz. massima attesa su sito di riferimento rigido:

$a_g/g = 0.271$

coefficiente di amplificazione stratigrafica:

$S_S = 1.000$

coefficiente di amplificazione topografica:

$S_T = 1.000$

 INGEGNERIA <small>PROGETTAZIONE</small>	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 15
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

5. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per le verifiche delle opere sono state considerate le sollecitazioni risultanti dalle azioni scaricate dagli impalcati e quelle applicate direttamente alle sottostrutture.

Le combinazioni di calcolo sono state effettuate secondo quanto disposto dal D. M. 14.01. 2008; in particolare sono state considerate:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione caratteristica:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La normativa prevede che i diversi insiemi di coefficienti di sicurezza parziali siano scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 1 che prevede due diverse combinazioni di coefficienti: la prima combinazione risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1, Combinazione 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e EQU).

Tab. 5.1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{c1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

Tab. 5.2 - Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

		Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tang } \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

I valori di progetto R_d delle resistenze a capacità portante per le fondazioni su pozzo si ottengono a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R e γ_T riportati di seguito:

 TECNOLOGIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 17
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

Tab. 5.3 - Coefficienti parziali per le resistenze - fondazioni su pozzo

Verifica	Coefficienti parziali	R1	R2	R3
Capacità portante	γ_R	1.0	1.8	2.3
Carichi trasversali	γ_T	1.0	1.6	1.3
Stabilità globale	γ_T	-	1.1	-

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 18
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE PILE

Le pile sono internamente cave, hanno sezione trasversale quadrata con dimensioni variabili lungo l'altezza secondo un profilo descritto da due parabole; le pareti mantengono spessore invariato lungo l'altezza pari a 0.50 m per le pile da 19 m, mentre le altre pile hanno pareti di spessore 0.70 m per un'altezza di 2m, da estradosso plinto, che va poi a rastremarsi fino a 0.50 m lungo uno sviluppo di 2m. In tutte le pile la sezione minima ha lato esterno di 5.5 m, la sezione a intradosso pulvino ha lato 6.36 m, mentre la sezione di estradosso pulvino 7.25 m.

La parte superiore di ciascuna pila, per un'altezza di 3.75 m, è realizzata a sezione piena con un getto massiccio di calcestruzzo; essa è destinata ad ospitare i baggioli, sui quali saranno montati gli apparecchi d'appoggio con funzione di isolatori sismici ed i martinetti necessari per garantire l'equilibrio durante il montaggio dei conci sulle singole stampelle.

Si riportano in questo capitolo le verifiche strutturali relative a:

- testa pila (pulvino e baggioli) i quali sono soggetti ai carichi provenienti dall'impalcato sia in direzione verticale che orizzontale;
- fusto delle pile, per forze che provengono dall'impalcato e per carichi agenti lungo l'altezza delle pile stesse. Tali verifiche sono state effettuate in tutte le sezioni introdotte nel modello F.E.M. utilizzato.

6.1. Dimensionamento e verifica del testapila

Si riportano le verifiche locali dei baggioli per i carichi verticali e per le azioni trasversali e le verifiche del pulvino per la diffusione al suo interno delle azioni ad esso trasmesse dai baggioli che esso ospita in estradosso.

6.1.1. Verifiche dei baggioli

L'armatura per riprendere la diffusione all'interno del baggiolo della forza verticale scaricata dall'appoggio è stata calcolata secondo lo schema riportato in figura 6.1.

Il cilindro di diametro d_1 è soggetto alla pressione $p=N/A_{app}$, nasce quindi una pressione trasversale pari a $(\nu \cdot p)$ (con ν coefficiente di Poisson del calcestruzzo), supponendo l'espansione trasversale completamente impedita.

Trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo, la pressione che insorge deve essere interamente equilibrata dalla sola armatura trasversale. Tale armatura va disposta nella zona in cui si sviluppano compressioni di bursting, pari a $d_2/3$ al di sotto dell'estradosso.

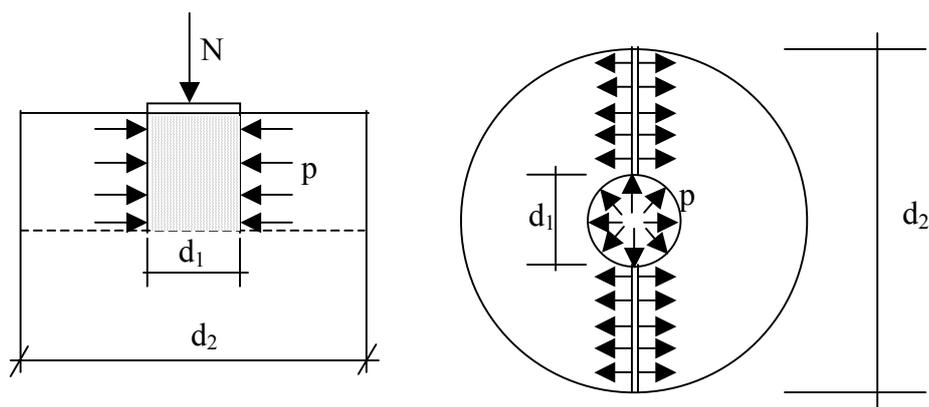


Fig. 6.1 - Espansione trasversale delle sollecitazioni nel calcestruzzo

Per le due pile la massima reazione scaricata, in condizioni ultime, su di un singolo appoggio vale:

$$N=31000.0 \text{ kN}$$

$$d_1=1.35 \text{ m}$$

$$d_2=1.55 \text{ m}$$

Si ha:

$$\frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} = \nu \cdot \frac{N}{A_{app}} \cdot d_1 = \nu \cdot \frac{N}{d_1^2 \cdot \pi/4} \cdot d_1 = 0.25 \cdot \frac{N}{d_1}$$

Si ricava:

$$A_s/s = 146.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Poiché l'armatura, come già accennato va disposta solo per una profondità pari a $d_2/3$, l'armatura effettiva da disporre nella zona esterna all'impronta di carico (nel tratto $d_2 - d_1$) è pari a 75.8 cm^2 .

In corrispondenza di ciascun baggiolo occorre anche disporre armatura per assorbire le reazioni longitudinale e trasversale trasmesse dall'impalcato; per il dimensionamento di tali armature si è seguito lo schema riportato in figura 6.2.

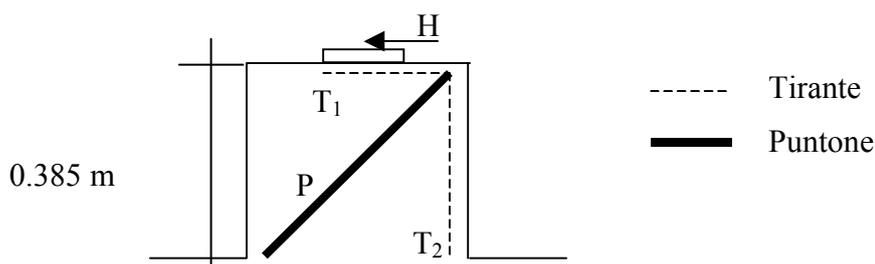


Fig. 6.2 - Schema struts and ties per l'assorbimento della reazione H nel baggiolo

Il valore massimo della reazione trasversale H è pari a 1273.0 kN, si ha:

$$T_1 = H = 1273.0 \text{ kN} \quad A_{s1} = 32.5 \text{ cm}^2$$

$$T_2 = H \cdot 0.385 / 1.50 = 326.8 \text{ kN} \quad A_{s2} = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$P = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = 1314.3 \text{ kN}$$

L'armatura complessiva da disporre trasversalmente risulta quindi pari alla somma di quelle calcolate per N e H e quindi a 108.3 cm^2 .

Per la verifica del calcestruzzo, nel caso di nodi CTT in cui si ha compressione unidirezionale per la biella-puntone, va presa in conto una resistenza ridotta definita come:

$$\sigma_{Rd, \max} = k_3 v' f_{cd}$$

in cui:

k_3 è un coefficiente il cui valore consigliato è pari a 0.75

$$v' = 1 - f_{ck} / 250 = 0.8672$$

$$f_{cd} = 0.83 R_{ck} / 1.5 = 22.13 \text{ Mpa}$$

ottenendo in definitiva:

$$\sigma_{Rd, \max} = 0.75 \cdot 0.8838 \cdot 19.37 = 14.39 \text{ Mpa}$$

Considerando un puntone di 0.20 m (tenendo conto delle dimensioni dei tiranti, legate ad un'armatura disposta su più strati), si ha (l'angolo tra puntone e tirante è minore di 45°):

$$\sigma_c = P / (0.20 \cdot 1.40) = 4.69 \text{ Mpa} < \sigma_{Rd, \max} = 14.39 \text{ MPa}$$

6.1.2. Verifica del pulvino

Essendo la portata degli appoggi in combinazione ultima statica (STR) pari a 31000 kN e superiore alle portate ottenute in combinazione sismica, si è considerato questo caso di carico nella verifica del pulvino, applicando alla f_{cd} il coefficiente moltiplicativo per azioni di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$:

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1.15 & \gamma_c &= 1.5 \\ f_{yd} &= 391.3 \text{ MPa} & f_{cd} &= 18.81 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Per la verifica del pulvino rispetto alle azioni verticali derivanti dai baggioli è stato seguito lo schema riportato in figura 6.3.

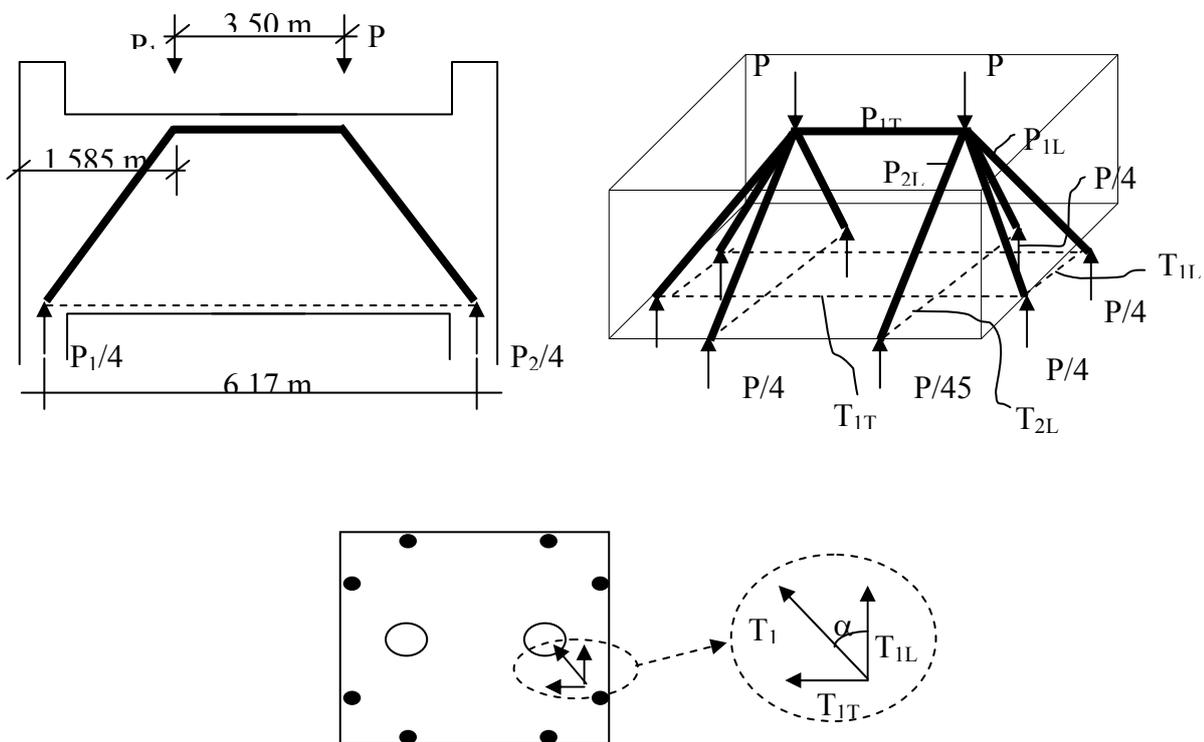


Fig. 6.3 - Schema per la diffusione nel pulvino delle forze verticali scaricate sui baggioli.

Si ha:

$$P_1 = P_2 = P = 31000.0 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{P}{4} \cdot \frac{2.04}{3.75} = 0.136 \cdot P = 4216 \text{ kN}$$

$$T_{1L} = T_1 \cdot \cos \alpha = T_1 \cdot \frac{1.542}{2.04} = 3186.8 \text{ kN} \quad A_{s1} = 81.4 \text{ cm}^2$$

$$T_{1R} = T_1 \cdot \sin \alpha = T_1 \cdot \frac{1.33}{2.04} = 2748.7 \text{ kN} \quad A_{s1} = 70.2 \text{ cm}^2$$

$$T_{2L} = \frac{P}{4} \cdot \frac{3.08}{3.75} = 0.205 \cdot P = 6355 \text{ kN} \quad A_{s1} = 162.4 \text{ cm}^2$$

Per la verifica del pulvino soggetto ad azioni orizzontali trasversali si fa riferimento allo schema in figura 6.4.

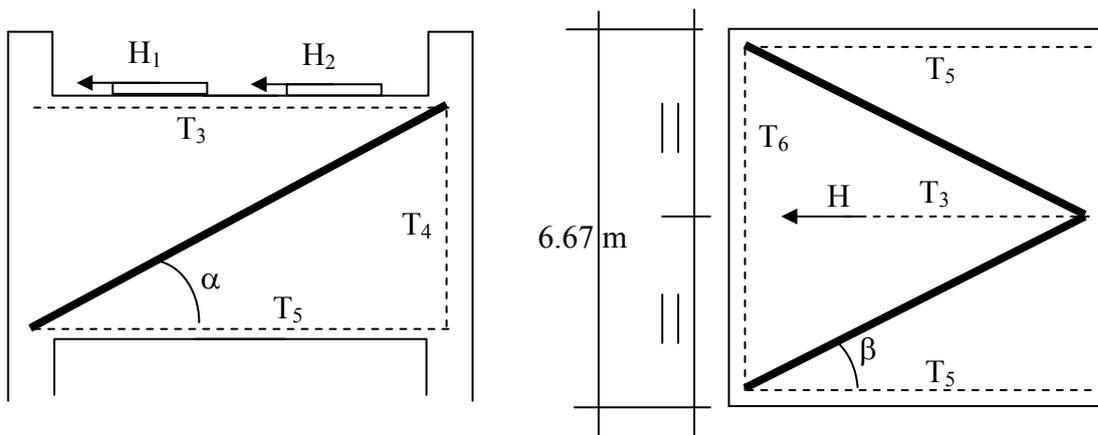


Fig. 6.4 - Schema per la diffusione nel pulvino della forza orizzontale trasversale scaricata dagli appoggi.

Si ha:

$$H = H_1 + H_2 = 1273.0 + 1273.0 = 2546.0 \text{ kN}$$

essendo $H_1 = H_2 = 1273.0 \text{ kN}$ la reazione ultima trasmessa da un singolo dispositivo LRB relativa ad uno spostamento di 264 mm.

$$T_3 = H = 2546.0 \text{ kN} \quad A_{s3} = 65.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$T_4 = H \cdot \operatorname{tg} \alpha = H \cdot \frac{3.75}{6.67} = 1448.3 \text{ kN} \quad A_{s4} = 37.0 \text{ cm}^2$$

$$T_5 = H/2 = 1273.0 \text{ kN} \quad A_{s3} = 32.5 \text{ cm}^2$$

$$T_6 = H/2 \cdot \operatorname{tg} \beta = H/2 \cdot \frac{1}{2} = 636.5 \text{ kN} \quad A_{s3} = 16.2 \text{ cm}^2$$

Per la verifica del pulvino soggetto ad azioni orizzontali longitudinali si fa riferimento allo schema in figura 6.5.

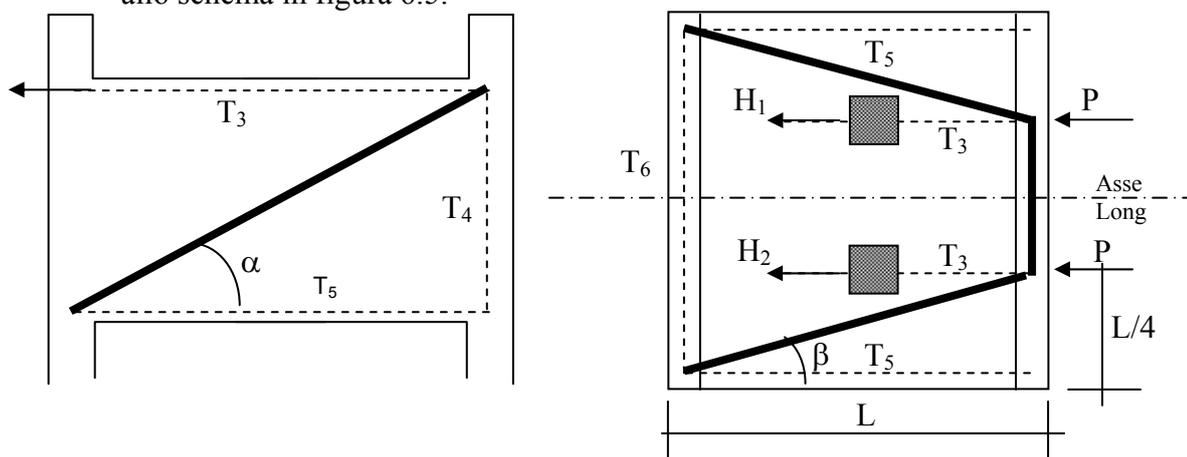


Fig. 6.5 - Schema per la diffusione nel pulvino della forza orizzontale longitudinale trasmessa dagli appoggi/isolatori sismici.

Si ha:

$$P = H_1 = H_2 = 1273.0 \text{ kN/m}$$

$$T_3 = P = 1273.0 \text{ kN}$$

$$A_{s3} = 32.5 \text{ cm}^2$$

$$T_4 = P \cdot \text{tg } \alpha = 1273.0 \cdot 3.75/6.67 = 715.7 \text{ kN/m}$$

$$A_{s4} = 18.3 \text{ cm}^2$$

$$T_5 = P = 1273.0 \text{ kN}$$

$$A_{s5} = 32.5 \text{ cm}^2$$

$$T_6 = P \cdot \text{tg } \beta = 1273.0 \cdot 1/4 = 636.5 \text{ kN}$$

$$A_{s6} = 16.3 \text{ cm}^2$$

Per quanto riguarda le verifiche dei puntoni in condizioni statiche, si può notare che la tensione in corrispondenza del passaggio baggiolo pulvino vale:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{31000}{1.55^2} = 12.90 \text{ MPa}$$

valore inferiore a $\sigma_{Rd, \max} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd} = 19.19 \text{ Mpa}$, in cui:

k_1 è un coefficiente il cui valore consigliato è pari a 1.0 se si considerano le condizioni statiche e quindi l'assenza di tiranti ancorati nel nodo

$$v' = 1 - f_{ck}/250 = 0.8672$$

$$f_{cd} = 0.83 R_{ck} / 1.5 = 22.13 \text{ Mpa}$$

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 24
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

Se si considerano le condizioni sismiche il valore di tensione limite nel calcestruzzo assume il valore $\sigma_{Rd, max} = k_3 \cdot v' \cdot f_{cd} = 14.39$ Mpa essendo $k_3 = 0.75$ in quanto viene a nascere un tirante orizzontale in corrispondenza del nodo.

Il valore della massima tensione (in condizioni statiche STR) risulta inferiore al valore limite delle condizioni sismiche, di conseguenza non sono necessarie ulteriori verifiche. Altre verifiche non vengono quindi ritenute necessarie in quanto all'interno del pulvino si avranno ulteriori diffusioni degli sforzi.

6.2. Dimensionamento e verifica dei fusti delle pile

6.2.1. Modello di calcolo adottato

La pila è stata verificata prendendo in considerazione, allo stato limite ultimo ed in condizioni sismiche, le eccentricità provenienti dagli effetti del I ordine, dagli eventuali errori di costruzione e dagli spostamenti sismici.

Le eccentricità totali sono così descritte:

$$e_{tot,statica} = e_0 + e_a$$

$$e_{tot,dinamica} = e_0 + e_a + e_{sismico}$$

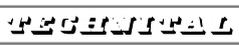
con:

e_0 : eccentricità determinata dagli spostamenti dell'impalcato, considerata 0.1 m in direzione longitudinale all'impalcato.

e_a : eccentricità costruttiva inintenzionale, assunta pari ad 1/200 dell'altezza complessiva da estradosso fondazione a estradosso pulvino.

Tale eccentricità è stata fatta variare linearmente lungo l'altezza della pila, in modo da annullarla sul piano delle fondazioni ed è stata ipotizzata a 45° rispetto all'asse viadotto.

$e_{sismico}$: eccentricità derivante dagli spostamenti sismici dei nodi sommitali delle pile, prendendo in considerazione anche la deformabilità del dispositivo di isolamento, e posta pari a 0.1 m in direzione longitudinale e 0.1 m in direzione trasversale.

 	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 25
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

Le eccentricità sopra descritte sono comprensive degli eventuali spostamenti della sommità delle pile (stimate dell'ordine di 0.02 m), causate dalla rotazione dei pozzi di fondazione.

Nella presente trattazione si trascurano gli effetti del secondo ordine in quanto le pile in esame possono essere considerate elementi non snelli. Nel caso peggiore della pila P2, con lunghezza di 24 m, si calcola infatti un snellezza λ media di 21.7 che è minore della snellezza limite calcolata secondo la formula (4.1.33) del DM2008, con la quale si ottiene una $\lambda_{lim} = 38.5$.

6.2.2. Azioni considerate

Per gli effetti di peso proprio, precompressione, permanenti portati, gradienti termici sull'impalcato, cedimenti vincolari, carichi mobili, vento sull'impalcato, svio, sisma si sono considerate le sollecitazioni calcolate applicando tali azioni sul modello F.E.M. completo, secondo quanto riportato nelle relazioni dell'impalcato ed in quella relativa all'analisi dinamica.

Le sollecitazioni degli step elementari sono contenute nei Tabulati 1.

Le azioni derivanti dai carichi mobili sono invece riassunte nei Tabulati 2, fornendo direttamente gli involucri conseguenti alla massimizzazione e minimizzazione di tutte le grandezze di interesse.

6.2.3. Verifiche a Stato Limite di Compressione in esercizio

Sono state effettuate sulla base della combinazione delle azioni Caratteristica. In nessuna sezione trasversale insorgono trazioni per cui le verifiche sono state effettuate con l'ipotesi di sezione interamente reagente.

Sono state calcolate le tensioni massime e minime nel calcestruzzo per tutte le sezioni trasversali, i valori ottenuti sono riportati nel Tabulato 3.

In compressione il limite tensionale da rispettare è dato dallo $0.6 \cdot f_{ck} = 19.92$ MPa, tutte le sezioni risultano verificate.

6.2.4. Verifiche a Stato Limite di Fessurazione

Sono state considerate le combinazioni di carico Frequente e Quasi permanente.

Il Tabulato 4 riporta i valori delle tensioni massime e minime per tutte le sezioni trasversali, il calcolo condotto ipotizza le sezioni interamente reagenti e conduce a sezioni

 INGEGNERIA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 26
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

sempre interamente compresse. Non essendo presenti trazioni nella sezione, non risulta necessaria la verifica di apertura di fessura. Inoltre la tensione massima di compressione risulta inferiore allo $0.45 \cdot f_{ck} = 14.94$ MPa.

6.2.5. Verifiche allo Stato Limite Ultimo per flessione

Le pile sono state verificate per le sollecitazioni calcolate nelle combinazioni STR e SI-SMICA, considerando nel primo caso le eccentricità statiche mentre nel secondo quelle sismiche.

Come prescritto dalla normativa, per il calcolo della resistenza delle sezioni, si sono assunte le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane con assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione limite nel calcestruzzo pari al 3.5‰;
- deformazione limite nell'acciaio illimitata.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa. Il vertice della parabola corrisponde ad una deformazione di -2 ‰, mentre l'estremità del tratto orizzontale ha ascissa pari al -3.5 ‰.

L'ordinata massima del diagramma è pari a:

$$0.85 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 0.83 \cdot 40 / 1.5 = 18.81 \text{ MPa}$$

Per l'acciaio dell'armatura ordinaria si è impiegata una trilatera simmetrica rispetto all'origine, con ordinata massima e minima pari a f_{yd} ($f_{yk} / 1.15 = 391.3$ MPa) e modulo elastico di 200000 MPa.

La verifica della colonna è stata effettuata considerando un regime di presso-flessione deviata, in modo da coinvolgere contemporaneamente le inflessioni nelle due direzioni principali. Attraverso questa via si individuano i due momenti sollecitanti $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ e si valuta la configurazione deformata in presenza degli stessi e dello sforzo normale concomitante agente sulla sezione.

Nel Tabulato 5 sono riportati i risultati delle analisi. In nessuna sezione i materiali raggiungono la loro deformazione limite, di conseguenza tutte le sezioni risultano verificate.

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 27
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

6.2.6. Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Nel Tabulato 6 sono riportate le verifiche a taglio, calcolate nelle combinazioni più gravosa SISMICA, effettuate sugli elementi che discretizzano le pile nel modello F.E.M. utilizzato per le analisi. Per un calcestruzzo $R_{ck} = 40$ MPa si ha:

$$f_{ctk,0.05} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 22.13 \text{ MPa}$$

$$v = 0.50$$

Per il calcolo della staffe complessive da disporre sono stati considerati anche gli effetti di un gradiente termico trasversale sulla sezione delle pile, pari a 10°C tra interno ed esterno, e quelli del ritiro differenziale tra calcestruzzo del plinto di fondazione e quello del fusto della pila.

Per il gradiente termico si è analizzato un tratto di sezione scatolare della pila alto 1 m, questo si comporta come una trave incastrata ai due estremi e spessa 0.7 m, si ha:

$$I = \frac{0.7^3 \cdot 1}{12} = 0.028 \text{ m}^4$$

$$\Delta T/h = 10/0.7 = 14.28 \text{ }^\circ\text{C/m}$$

$$M_{\Delta T} = \Delta T/h \cdot \alpha \cdot E \cdot I = 136.9 \text{ kN m}$$

$$\mu = 0.0200$$

$$\omega = 0.0204 \quad A_s = 5.83 \text{ cm}^2$$

Per la sezione spessa 0.5 m si ha:

$$I = \frac{0.5^3 \cdot 1}{12} = 0.010 \text{ m}^4$$

$$\Delta T/h = 10/0.5 = 20.00 \text{ }^\circ\text{C/m}$$

$$M_{\Delta T} = \Delta T/h \cdot \alpha \cdot E \cdot I = 70.25 \text{ kN m}$$

$$\mu = 0.0200$$

$$\omega = 0.0204 \quad A_s = 4.36 \text{ cm}^2$$

L'armatura così calcolata si riferisce ad 1 m di altezza della pila.

Per il calcolo degli effetti del ritiro differenziale tra calcestruzzo del plinto di fondazione e quello del primo getto della pila si è considerato un plinto parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro. Conseguentemen-

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 28
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

te a tale ipotesi si è preso in conto un valore di ritiro pari al 50% di quello calcolato tramite Eurocodice 2 per la sezione alta 1 m e spessa 0.7 m ed un valore convenzionale ridotto del modulo di elasticità pari a $1/3 \cdot E_{cm}$, per tenere conto dell'effetto benefico contemporaneo del fluage. Si ha:

$$\varepsilon_{cs} = -0.435 \text{ ‰}$$

$$A_s/s = 1/3 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_c/f_{yd} = 45.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Per la sezione spessa 0.5 m si ha:

$$\varepsilon_{cs} = -0.435 \text{ ‰}$$

$$A_s/s = 1/3 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_c/f_{yd} = 32.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tale armatura va disposta a partire dall'estradosso della fondazione per un'altezza pari ad un'altezza utile.

6.3. Verifica della pila durante le fasi costruttive della stampella

Per dimensionare i cavi di precompressione che vincolano il testapila al pulvino durante le fasi di montaggio delle stampelle sulle pile P1, P2 e P3, di entrambe le piste, si è considerata una situazione relativa allo sbilanciamento di due conci (l'uno dovuto alla procedura di montaggio e l'altro ad un evento di natura accidentale), la quale determina i massimi effetti ribaltanti. La situazione più gravosa si verifica nelle stampelle delle pile di estremità P1 e P3. Si considera infatti da un lato il completamento della semistampella lato spalla, fino al concio 16, e dall'altro la mancanza del concio 15. La situazione che genera i massimi effetti di ribaltamento può essere rappresentata nella figura seguente:

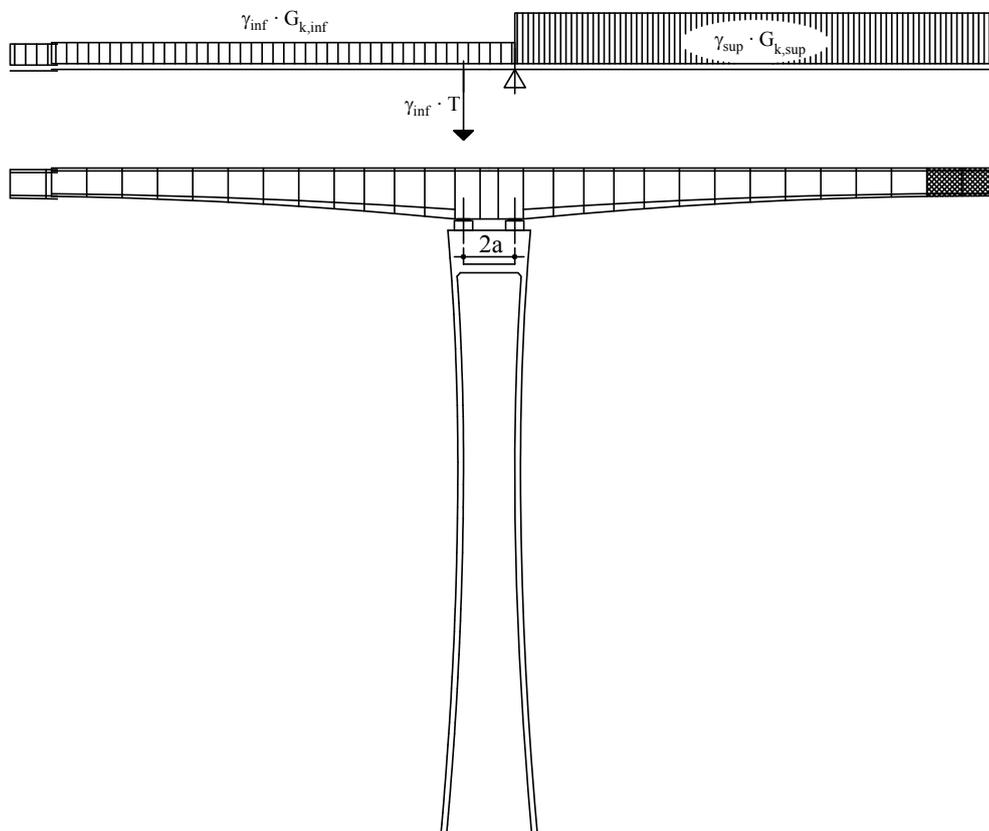


Fig. 6.6 - Schema per la verifica a ribaltamento della stampella isolata.

La configurazione della stampella come presentata nello schema soprastante può essere analizzata mediante lo studio dell'equilibrio della stampella sulla pila d'appoggio.

La combinazione di carico ultima per lo studio dell'equilibrio di un corpo rigido (EQU) prevede l'utilizzo di un coefficiente $\gamma_{sup} = 1.1$ per le porzioni di struttura che generano effetti ribaltamento ed un coefficiente $\gamma_{inf} = 0.9$ per le porzioni della stessa che favoriscono la stabilità. Essendo la stampella vincolata sulla sommità della pila mediante appoggio su due allineamenti di martinetti provvisori, che ne consentono altresì la regolazione piano-altimetrica, è possibile individuare il cinematismo di collasso come rotazione della stampella attorno all'allineamento di appoggi più prossimo alla semistampella soggetta a maggiore carico. In contemporanea all'assunzione di coefficienti differenziati per la porzione ribaltante e per quella stabilizzante è stata valutata la variabilità del peso del materiale calcestruzzo impiegato ottenendo un valore superiore del peso relativo alla porzione ribaltante ed uno inferiore relativo a quella stabilizzante. Al fine di tale valutazione è stato accunto un coefficiente di variazione pari a 0.05, che, supponen-

do una distribuzione gaussiana standard dei pesi specifici produce dei valori di peso pari a:

$$G_{\text{inf}} = V_{\text{volume}} \cdot 22.95 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$G_{\text{sup}} = V_{\text{volume}} \cdot 27.05 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

I risultati dell'analisi sono riportati nella tabella 2, da cui si ricava un massimo tiro stabilizzante pari a $T = 19482 \text{ kN}$

Sono stati disposti 8 cavi da 15 trefoli di diametro 0.6" ciascuno, tesati a 1150 MPa, per un tiro risultante di:

$$T_{\text{cavi}} = 8 \cdot (150 \cdot 15) \cdot 1150 = 20700.0 \text{ kN} > T$$

Di tali 8 cavi, 4 sono ancorati all'interno del fusto delle pile ad una distanza di circa 12 m dal piano di estradosso del pulvino, e altri 4 sono ancorati a base pile. Tale posizione è stata individuata in modo da assicurare la resistenza ultima della sezione di pila sottostante l'ancoraggio dei cavi nelle condizioni eccezionali relative al ribaltamento della stampella.

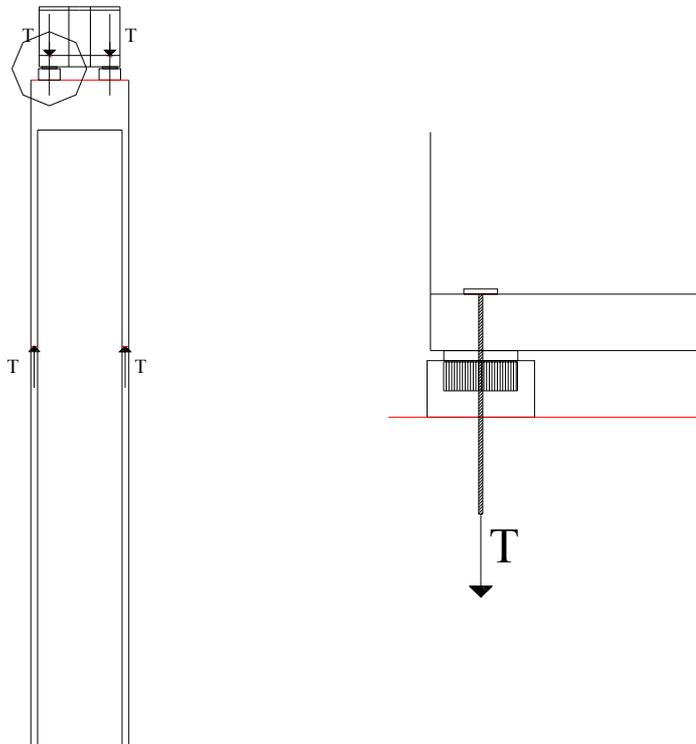


Fig. 6.7 – Schema tiranti

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 31
	Pr	Strada			Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev						

Essendo il sistema di forze introdotto per mezzo dei cavi di ancoraggio autoequilibrato, esso non genera effetti nella sezione sottostante l'ancoraggio inferiore, la quale inoltre non può beneficiare del contributo resistente conseguente alla presenza dei cavi. In tale situazione la pila risulta soggetta, nelle sezioni sottostanti a quella di ancoraggio dei cavi, alle sollecitazioni prodotte dallo studio dell'equilibrio della stampella.

Per lo studio della sezione della pila la configurazione di carichi relativa alla presenza dello squilibrio di due conci nelle operazioni terminali di assemblamento della stampella stessa, risulta essere un evento eccezionale. La combinazione di carichi eccezionale prevede l'impiego di coefficienti sui carichi pari a $\gamma_{sup} = \gamma_{inf} = 1.0$, conservando comunque la variabilità del peso del calcestruzzo a sfavore della semistampella che produce ribaltamento. In tale configurazione le sollecitazioni agenti sul fusto pila sono:

$$M_{sd} = M_{rib_concio16} - M_{stab_concio14} = 95589$$

$$N_{sd} = W_{semistampella_concio16} + W_{semistampella_concio14} + W_{pulvino+pila}$$

Con $W_{pulvino+pila}$ si indica il peso del pulvino e quello della pila fino alla sezione di ancoraggio dei cavi. Si ha:

$$W_{pulvino+pila} = 8729 \text{ kN}$$

I risultati di tali verifiche sono riportati nella Tabella 2.

Considerando la configurazione di carico sopra descritta e dei coefficienti parziali sui materiali ridotti (rispettivamente pari a $\gamma_c = 1.3$ e $\gamma_s = 1.0$) essendo in presenza di una condizione di carico eccezionale, la verifica della sezione della pila risulta ampiamente soddisfatta.

7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE SPALLE

Le spalle che sostengono le semicampate laterali consistono di un'elevazione in c.a. fondata su pozzi circolari di diametro effettivo esterno di 13 m e profondità 13 m.

Le quattro spalle del viadotto si presentano per geometria a due a due uguali.

Le spalle Sp1 lato Gela ed Sp2 lato Siracusa sono costituite da un'elevazione di spessore 5.70 m ed altezza 4.25 m e da un muro paraghiaia di spessore 1.50 m ed altezza media di circa 3.25 m.

Le spalle Sp1 lato Siracusa ed Sp2 lato Gela sono costituite da un'elevazione di spessore 5.70 m ed altezza 4.75 m e da un muro paraghiaia di spessore 1.50 m ed altezza media di circa 3.25 m.

7.1. Dimensionamento e verifica dell'elevazione

Il dimensionamento dell'elevazione delle spalle viene effettuato sulla base della situazione più gravosa, cioè della spalla Sp2 della pista per Siracusa, la cui elevazione, 4.75 m, è la maggiore.

Le verifiche strutturali vengono effettuate secondo l'*Approccio 1 Combinazione 1* del DM2008, fattorizzando quindi i carichi esterni.

Oltre alle forze trasmesse dall'impalcato sono state considerate quelle provenienti dalle spinte delle terre a monte della spalla ed un sovraccarico di 20kPa a tergo.

Per il terreno di riempimento si considerano i seguenti parametri:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; \quad \phi = 35^\circ; \quad c' = 0$$

Le forze considerate per la verifica delle spalle sono:

G1	P.P. Spalla	-19196	[kN]
G1 Inerz.-V	Forza inerzia spalla-V	3121	[kN]
G3 - V	Spinta Terreno Vert	-1210	[kN]
ΔSismaG3 - V	ΔSpinta Terreno Vert	-2177	[kN]
Q1-V	Sovraccarico a tergo	-250	[kN]
Fv	Forza impalcato Vert	-1600	[kN]

G1 Inerz.-H	Forza inerzia spalla	6242	[kN]
G3 - H	Spinta Terreno Oriz	3416	[kN]
ΔSismaG3 - H	ΔSpinta Terreno Oriz	6147	[kN]
Fh	Forza impalcato Oriz	3000	[kN]
Q1-H	Sovraccarico a tergo	706	[kN]

Le forze sopra descritte sono state combinate secondo quanto descritto nel Capitolo 5.

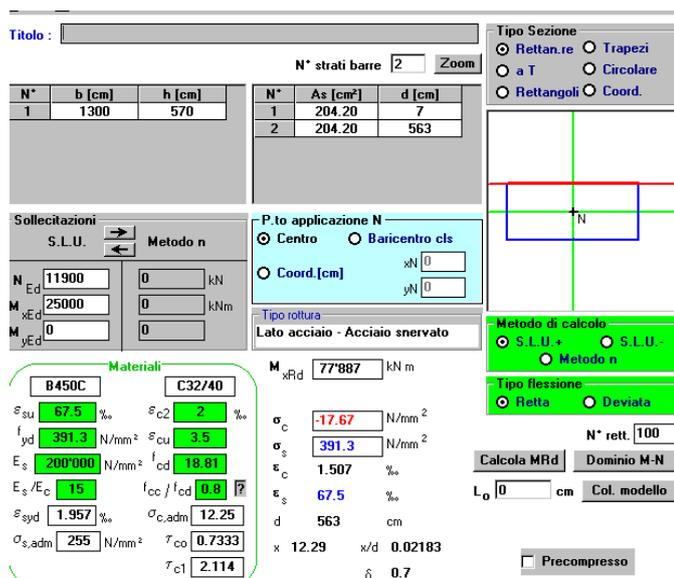
La combinazione che risulta massimizzare le sollecitazioni sulla spalla è la combinazione sismica.

Le sollecitazioni a base elevazione che si ottengono dalla combinazione sismica sono:

Tab. 7.1 - Sollecitazioni massime elevazione

N	T _{long}	M _{long}
[kN]	[kN]	[kNm]
-11900	20000	25000

La spalla si considera armata con 65φ20 per lato. Dalla verifica si ottiene:



The screenshot shows a software interface for structural analysis. Key sections include:

- Section Properties:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1300	570	1	204.20	7
			2	204.20	563
- Applied Forces:**
 - N_{Ed}: 11900 kN
 - M_{Ed}: 25000 kNm
 - M_{Rd}: 77887 kNm
- Material Properties:**
 - B450C: ε_{su} = 67.5‰, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200000 N/mm², ε_s/E_c = 15‰, ε_{syd} = 1.957‰, σ_{s,adm} = 255 N/mm²
 - C32/40: ε_{c2} = 2‰, ε_{cu} = 3.5‰, f_{cd} = 16.81, f_{cc}/f_{cd} = 0.8, σ_{c,adm} = 12.25, τ_{co} = 0.7333, τ_{c1} = 2.114
- Results:**
 - σ_c: -17.67 N/mm²
 - σ_s: 391.3 N/mm²
 - ε_c: 1.507‰
 - ε_s: 67.5‰
 - d: 563 cm
 - x: 12.29, x/d: 0.02183, δ: 0.7

Si ottiene:

$$M_{Sd} = 25000 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 77887 \text{ kNm}$$

Ai fini della definizione dei minimi d'armatura, tal punto della spalla, in considerazione della sua notevole larghezza, viene classificato come debolmente armato.

Nella stessa sezione si effettua anche una verifica a taglio.

Dati di input										
Rck	40 N/mm ²									
fck	33 N/mm ²									
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 3.1 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$									
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1.5$									
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$									
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$									
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$									
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$									
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$									
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 20000 \text{ kN}$									
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = -11900 \text{ kN}$									
Larghezza sezione	$b_w = 1300 \text{ cm} = 13000 \text{ mm}$									
altezza della sezione	$H = 570 \text{ cm} = 5700 \text{ mm}$									
Copriferro	$c = 7 \text{ cm}$									
Diametro barre superiori	$\phi_s = 20 \text{ mm}$ (armatura compressa)									
Diametro barre inferiori	$\phi_t = 20 \text{ mm}$ (armatura tesa)									
Diametro staffe	$\phi_{st} = 0 \text{ mm}$									
Numero di barre superiori	$N_s = 65$									
Numero di barre inferiori	$N_t = 65$									
altezza utile della sezione	$d = 562 \text{ cm} = 5620 \text{ mm}$									
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)										
$V_{rd1} = \{0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ctm})^{(1/3)} / \gamma_c\} + 0.15 \times \sigma_{cp} \times (b_w \times d)$ con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}\} \times (b_w \times d)$										
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1.19$									
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ctm}^{0.5}$	$V_{min} = 0.26 \text{ N/mm}^2$									
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$										
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 204.20 \text{ cm}^2 = 20420.35 \text{ mm}^2$ $\rho_1 = 0.0003$									
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.16 \text{ N/mm}^2$									
<table border="1"> <tr> <td>Vrd1=</td> <td>11924 kN</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vrdmin=</td> <td>20854 kN</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vrd1=</td> <td>20854 kN</td> <td>OK! - VERIFICA SODDISFATTA</td> </tr> </table>		Vrd1=	11924 kN		Vrdmin=	20854 kN		Vrd1=	20854 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
Vrd1=	11924 kN									
Vrdmin=	20854 kN									
Vrd1=	20854 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA								

Si ottiene:

$$V_{Sd} = 20000 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 20854 \text{ kNm}$$

7.2. Dimensionamento e verifica muro paraghiaia

Il paraghiaia si considera come una mensola di lunghezza 3.25 m e spessore 1.5 m . La spinta delle terre in condizioni sismiche causa un momento sollecitante sulla sezione di attacco con l'elevazione di: $M_{Sd} = 195 \text{ kNm/m}$

Il paraghiaia si considera armato con $\phi 20/20$ per lato. Dalla verifica si ottiene:

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	42.25	7
			2	42.25	143

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

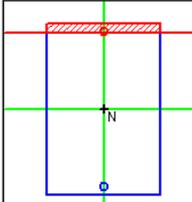
Lato calcestruzzo - Acciaio snervate

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Calcola MRd N° rett.

L₀ cm Col. modello

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200000 N/mm²	f _{cd}	18.81 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Si ottiene:

$$M_{Sd} = 192 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 2293 \text{ kNm}$$

Nella stessa sezione si effettua anche una verifica a taglio.

Note e convenzioni

N > 0 => trazione Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck	40	N/mm ²
fck	33	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm} = 3.1	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c = 1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc} = 0.86	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd = 18.81	N/mm ² = α _{cc} x fck / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} = 450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	γ _s = 1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd} = 391	N/mm ² = f _{yd} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd} = 581	kN
Forza assiale di calcolo	N _{sd} = 0	kN
Larghezza sezione	b _w = 100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H = 150	cm = 1500 mm
Copriferro	c = 7	cm
Diametro barre superiori	φ _{sup} = 20	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ _{inf} = 20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	φ _{st} = 20	mm
Numero di barre superiori	N ₂ = 5	
Numero di barre inferiori	N ₁ = 5	
altezza utile della sezione	d = 140	cm = 1400 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1} (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

V_{rd1} = [(0.10 x k x (100 x ρ₁ x f_{ck})^(1/3) / γ_c) + 0.15 x α_{cp}] x (b_w x d)

con V_{rd1} ≥ V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 x α_{cp}) x (b_w x d)

K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00 K = 1.38

V_{min} = 0.035 x K^{1.5} x f_{ck}^{0.5} V_{min} = 0.33 N/mm²

α_{cp} = A_{sw} / (b_w x d) ≤ 0.02

As₁ = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+16n₁ oltre la sezione considerata As₁ = 15.71 cm² = 1570.796 mm²

ρ₁ = 0.0011

α_{cp} = -N_{sd} / A_c ≤ 0.2f_{cd} α_{cp} = 0.00 N/mm²

V _{rd1} = 359 kN	
V _{rdmin} = 467 kN	
V _{rd1} = 467 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: V_{rcd}

V_{rcd} = [0.8 x d x b_w x α_c x f_{cd} x (cotg α + cotg θ)] / [1 + (cotg θ)²]

Definizione del coefficiente maggiorativo α_c

0.00 ≤ α _{cp} < 4.70 =>	α _c = 1.00	1 membrature non compresse
4.70 ≤ α _{cp} < 9.41 =>	α _c = 1.25	
9.41 ≤ α _{cp} < 10.01 =>	α _c = 2.50	membrature fortemente compresse

Essendo α_{cp} = 0.00 N/mm² si assume quindi α_c = 1

Resistenza a compressione ridotta f_{cd} = 9.41 N/mm² = 0.5 x f_{cd} θ = 0.047175 rad

Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe) θ = 2.70259°

α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi θ = 28° (compreso tra 21.8° e 45°) ν = 0.52

θ = 0.49 rad

V _{rcd} = 4913.04 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
-------------------------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: V_{rsd}

V_{rsd} = 0.9 x d x (A_{sw} / s) x f_{yd} x (cotg α + cotg θ) x sin α

Passo delle staffe	s = 20	cm	200	mm
Diametro staffe	φ _{st} = 20	mm		
Braccia resistenti	n = 2.00			
Area armatura a taglio	A _{sw} = 6.28	cm ²	628	mm ²
Percentuale minima di armatura	ρ _{w,min} = 0.0010	mm	= 0.08 x (F _{ck} ^{0.5}) / F _{yk}	
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} = 204.87	mm ²	= ρ _{w,min} x s x B _w x sen α (EC2-Par.9.2.2)	

V _{rsd} = 2913.14 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
-------------------------------	----------------------------

Si ottiene:

$$V_{sd} = 581 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 2913 \text{ kNm}$$

8. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni di tutte le pile sono pozzi a sezione circolare con diametro 10 m e profondità, per le pile P1 e P3, 10 m da intradosso plinto, mentre 12 m da intradosso plinto, per le pile P2. Anche i plinti hanno una sezione circolare e spessore di 2.50 m.

Le fondazioni delle spalle sono pozzi di diametro effettivo esterno di 13 m e profondità 13 m; anche i plinti hanno una sezione circolare e spessore di 2.50 m

8.1. Verifica strutturale delle fondazioni

8.1.1. Dimensionamento e verifica plinto di fondazione delle pile

Il plinto di fondazione ha diametro effettivo di 10m e spessore 2.5m.

Le verifiche strutturali vengono effettuate secondo l'*Approccio 1 Combinazione 1* del DM2008, fattorizzando quindi i carichi esterni.

La connessione tra pozzo e plinto di fondazione viene verificata come sezione circolare di cemento armato, soggetta a pressoflessione. L'armatura consiste in una fila di $\phi 26/20$.

Le sollecitazioni a base elevazione che si ottengo dalla combinazione sismica sono:

Tab. 8.1 - Sollecitazioni massime plinto pile

N	T_{long}	M_{long}
[kN]	[kN]	[kNm]
-39000	9743	200212

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 1000 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 157
 Diametro barre: 26 [cm]
 Copriferro (baric.): 7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 39000 kN
 M_{xEd}: 200212 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200000 N/mm ²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd}: 2.458E+07 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.758 ‰
 d: 1993 cm
 x: 619.5 w/d: 0.3109
 δ: 0.8286

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Si ottiene:

$$M_{Sd} = 200213 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 24580000 \text{ kNm}$$

Nella stessa sezione si effettua anche una verifica a taglio. Secondo l'EC2 par.6.2.5, la tensione tangenziale all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi deve soddisfare la seguente espressione:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

con:

v_{Edi} valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia pari a:

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i)$$

dove:

β rapporto tra forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata. Assunta pari a 1;

V_{Ed} forza di taglio trasversale;

z braccio della coppia interna della sezione composita;

b_i larghezza dell'interfaccia.

v_{Edi} resistenza di progetto a taglio nell'interfaccia pari a:

$$v_{Edi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:

c e μ fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia. Assunti pari rispettivamente a 0.35 e 0.6;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'intefaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio;

$$\rho = A_s/A_i;$$

f_{ctd} resistenza di progetto a trazione.

f_{yd} resistenza di progetto a trazione armatura.

Dal calcolo risulta:

$$v_{Edi} = 152 \text{ kN/m}^2 \leq v_{Rdi} = 903 \text{ kN/m}^2$$

8.1.2. Dimensionamento e verifica plinto di fondazione delle spalle

Il plinto di fondazione ha diametro effettivo di 13m e spessore 2.5m.

Le verifiche strutturali vengono effettuate secondo l'*Approccio 1 Combinazione 1* del DM2008, fattorizzando quindi i carichi esterni.

Le forze considerate per la verifica delle spalle sono:

G1	P.P. Spalla	-19196	[kN]
G1 Inerz.-V	Forza inerzia spalla-V	3121	[kN]
G2	P.Terreno Portato	-1657	[kN]
G2 Inerz.-V	Forza inerzia terr port-V	269	[kN]
G3 - V	Spinta Terreno Vert	-1210	[kN]
ΔSismaG3 - V	ΔSpinta Terreno Vert	-2177	[kN]
Q1-V	Sovraccarico a tergo	-250	[kN]
Fv	Forza impalcato Vert	-1600	[kN]
G4	P.Terreno Portato a valle	-625	[kN]
G4 Inerz.-V	Forza inerzia terr port-V a valle	102	[kN]

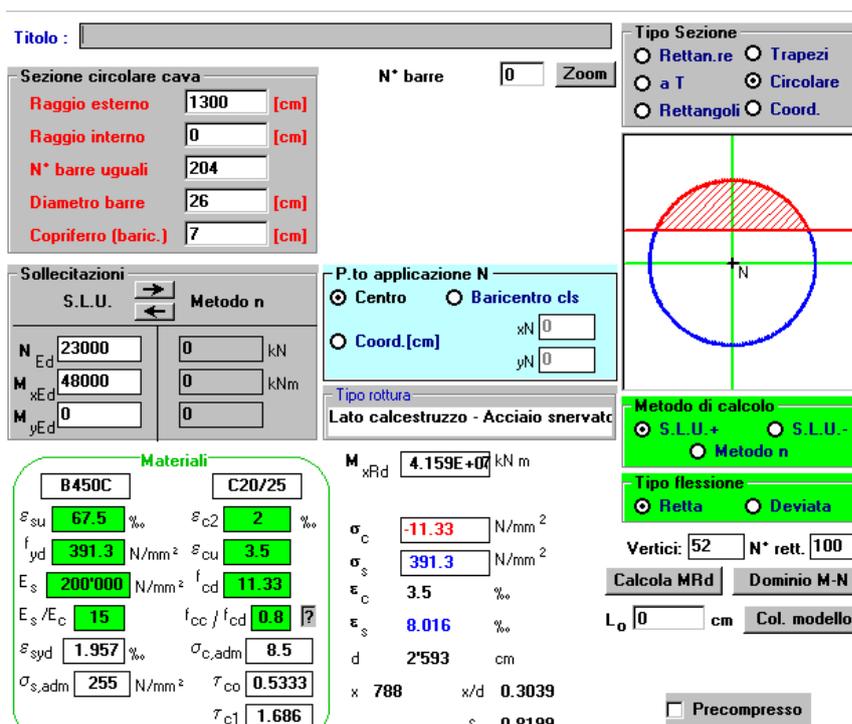
G1 Inerz.-H	Forza inerzia spalla	6242	[kN]
G2 Inerz.-H	Forza inerzia terr port	539	[kN]
G3 - H	Spinta Terreno Oriz	3416	[kN]
ΔSismaG3 - H	ΔSpinta Terreno Oriz	6147	[kN]
Fh	Forza impalcato Oriz	3000	[kN]
Q1-H	Sovraccarico a tergo	706	[kN]
G4 Inerz.- H	Forza inerzia terr port-H a valle	203	[kN]

Le forze sopra descritte sono state combinate secondo quanto descritto nel Capitolo 5. La connessione tra pozzo e plinto di fondazione viene verificata come sezione circolare di cemento armato, soggetta a pressoflessione. L'armatura consiste in una fila di $\phi 26/20$.

Le sollecitazioni a base elevazione che si ottengo dalla combinazione sismica sono:

Tab. 8.2 - Sollecitazioni massime plinto spalle

N	T_{long}	M_{long}
[kN]	[kN]	[kNm]
-23000	20000	48000



Titolo: _____

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

Sezione circolare cava
 Raggio esterno: 1300 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 204
 Diametro barre: 26 [cm]
 Copriferro (baric.): 7 [cm]

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 23000 [kN]
 M_{xEd}: 48000 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

Materiali:
B450C **C20/25**
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 11.33
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 8.5
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.5333
 τ_{c1} : 1.686

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

M_{xRd}: 4.159E+07 kNm
 σ_c : -11.33 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 8.016 ‰
 d: 2593 cm
 x: 788 x/d: 0.3039
 δ : 0.8199

Si ottiene:

$$M_{sd} = 48000 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 41590000 \text{ kNm}$$

Nella stessa sezione si effettua anche una verifica a taglio. Secondo l'EC2 par.6.2.5, la tensione tangenziale all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi deve soddisfare la seguente espressione:

 PROGETTA	E	A	1	8	1	0	T	0	0	V	I	3	5	S	T	R	R	E	0	0	4	A	Pag. n. 41
	Pr	Strada		Lotto		Macro opera		Opera			Parte di opera		Tipo elab	N. Elab.		Rev							

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

con:

v_{Edi} valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia pari a:

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i)$$

dove:

β rapporto tra forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata. Assunta pari a 1;

V_{Ed} forza di taglio trasversale;

z braccio della coppia interna della sezione composta;

b_i larghezza dell'interfaccia.

v_{Edi} resistenza di progetto a taglio nell'interfaccia pari a:

$$v_{Edi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:

c e μ fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia. Assunti pari rispettivamente a 0.35 e 0.6;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'intefaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio;

$$\rho = A_s / A_i;$$

f_{ctd} resistenza di progetto a trazione.

f_{yd} resistenza di progetto a trazione armatura.

Dal calcolo risulta:

$$v_{Edi} = 184 \text{ kN/m}^2 = \leq v_{Rdi} = 666 \text{ kN/m}^2$$

8.1.3. Dimensionamento e verifica pozzo di fondazione delle pile

Per l'analisi del pozzo di fondazione si è eseguito un modello ad elementi finiti con il programma Plaxis 3D.

Nel modello ad elementi finiti si sono modellati il pozzo e il terreno circostante. Si è considerato il caso più gravoso che si verifica per il pozzo P2 lato Siracusa, in cui il pozzo si trova in parte in terreno alluvionale e in parte in formazione di Ragusa.

I parametri del terreno utilizzati nella modellazione sono quelli dichiarati nel Capitolo 3.

Le sollecitazioni applicate alla testa del pozzo provengono dall'analisi dell'impalcato e in particolare dalla combinazione sismica. I valori considerati sono:

Tab. 8.3 - Sollecitazioni massime pozzo

N	T _{long}	M _{long}
[kN]	[kN]	[kNm]
-39000	9743	200212

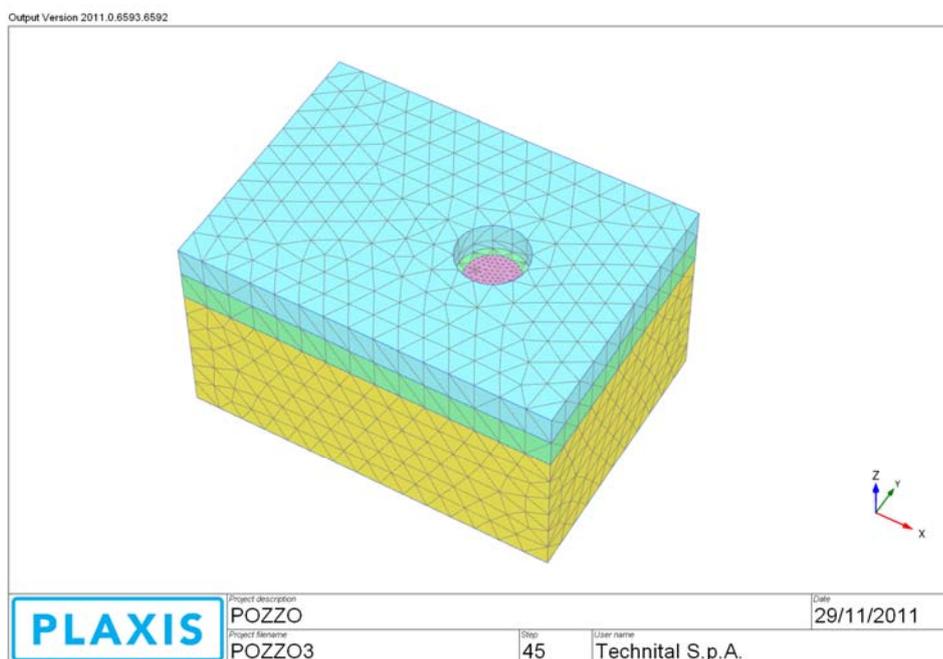


Fig. 8.1 – Modello ad elementi finiti del pozzo e del terreno circostante

Di seguito si riportano le mappe degli spostamenti orizzontali e verticali del pozzo ottenute dall'analisi. La rotazione del pozzo calcolata porta ad uno spostamento massimo in testa alle pile di circa 2cm.

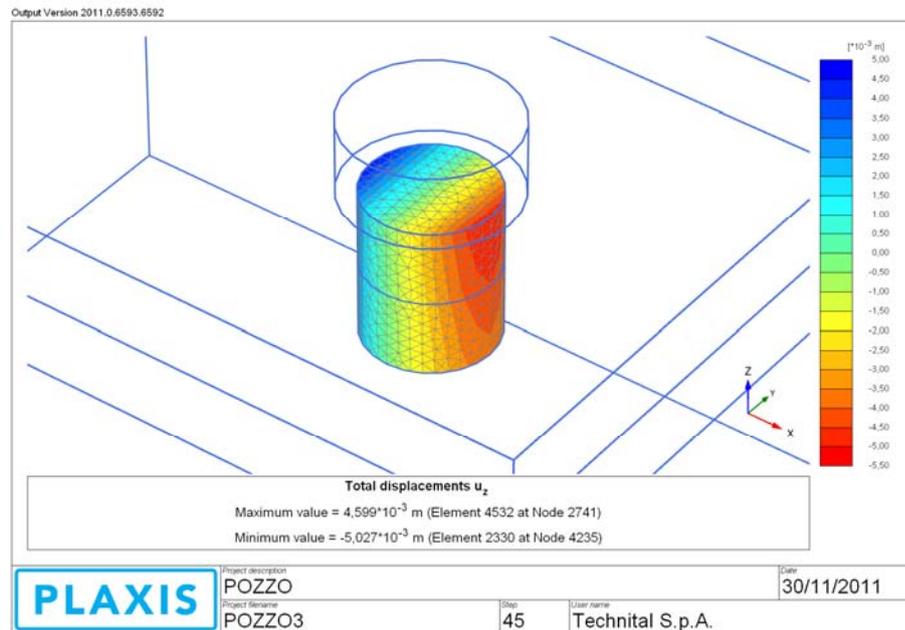


Fig. 8.2 – Spostamento verticale 3D

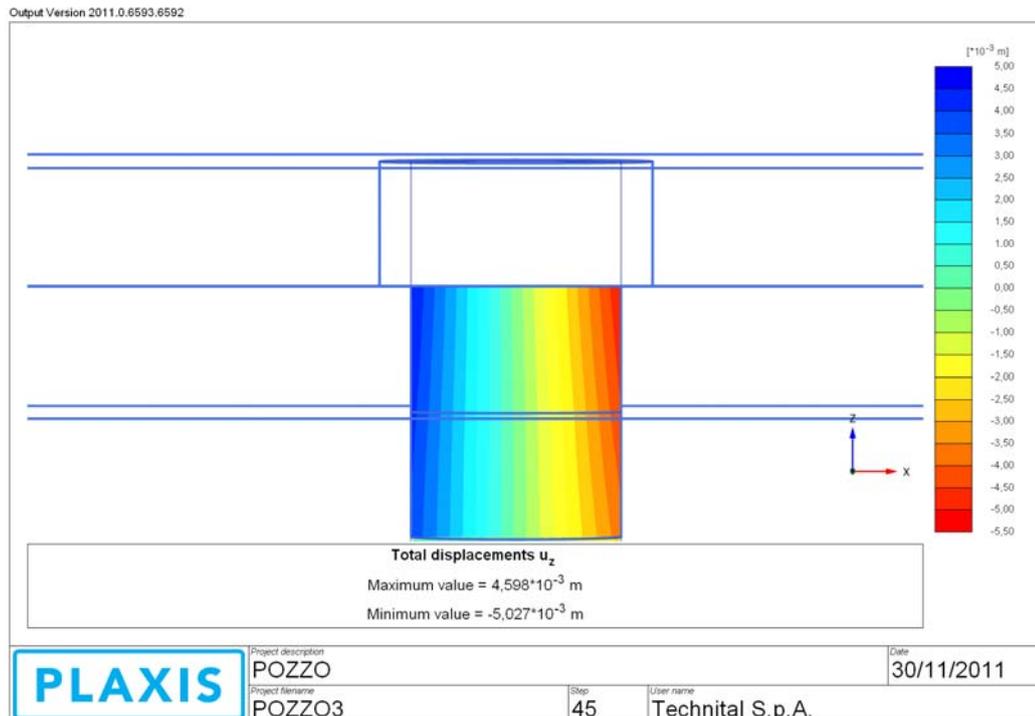


Fig. 8.3 – Spostamento verticale

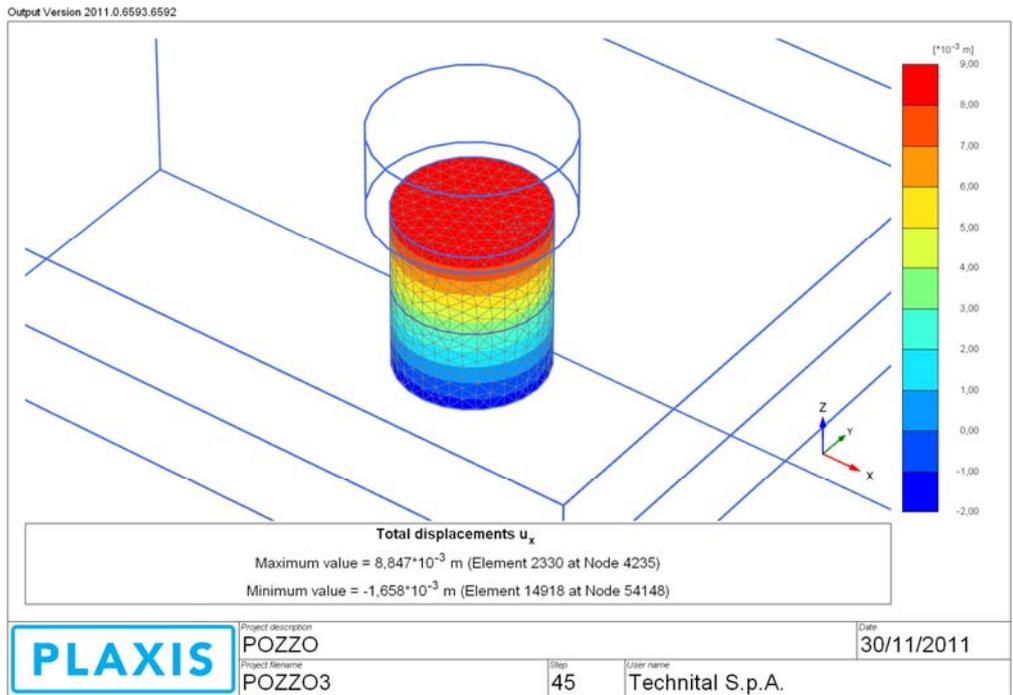


Fig. 8.4 – Spostamento orizzontale 3D

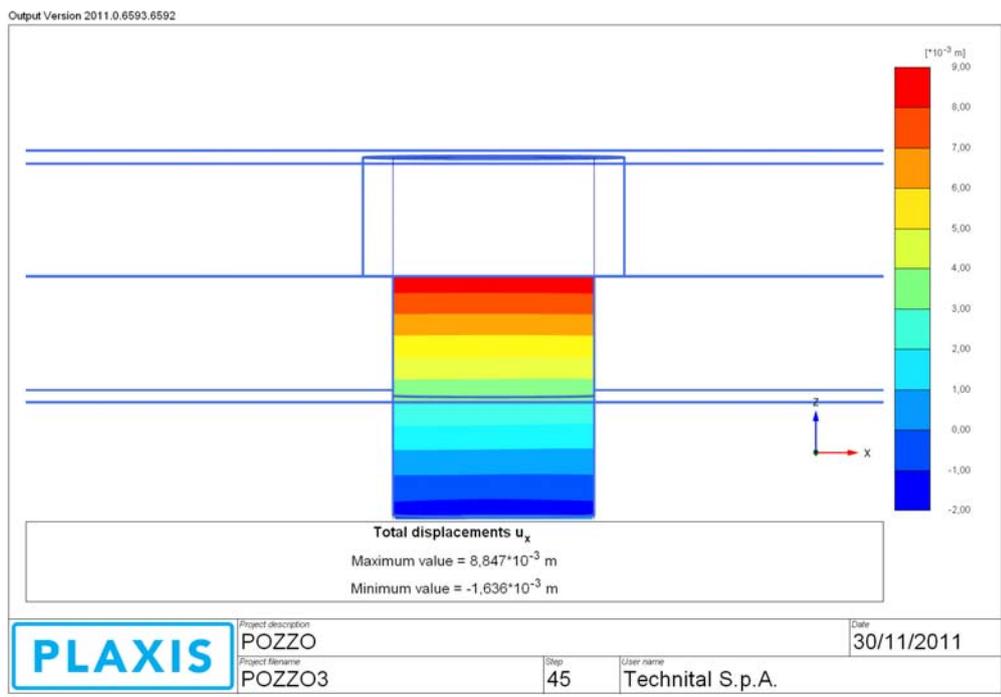


Fig. 8.5 – Spostamento orizzontale

Di seguito si riportano le tensioni orizzontali e verticali nel pozzo sottoposto alle sollecitazioni di progetto ipotizzando la sezione di calcestruzzo interamente reagente. Si nota come la tensione massima di compressione sia dell'ordine di 4-5MPa, compatibile con la resistenza del calcestruzzo C20/25.

Dall'analisi si riscontrano anche delle tensioni di trazioni di circa 1.7MPa il che evidenzia una parzializzazione della sezione.

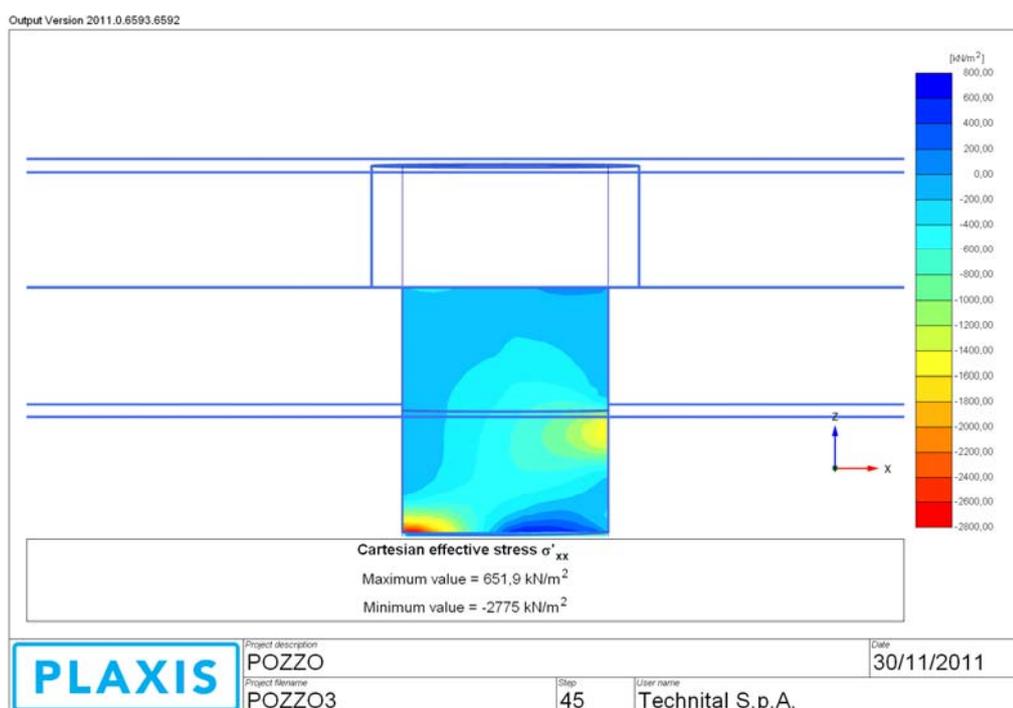


Fig. 8.6 – Tensioni orizzontali

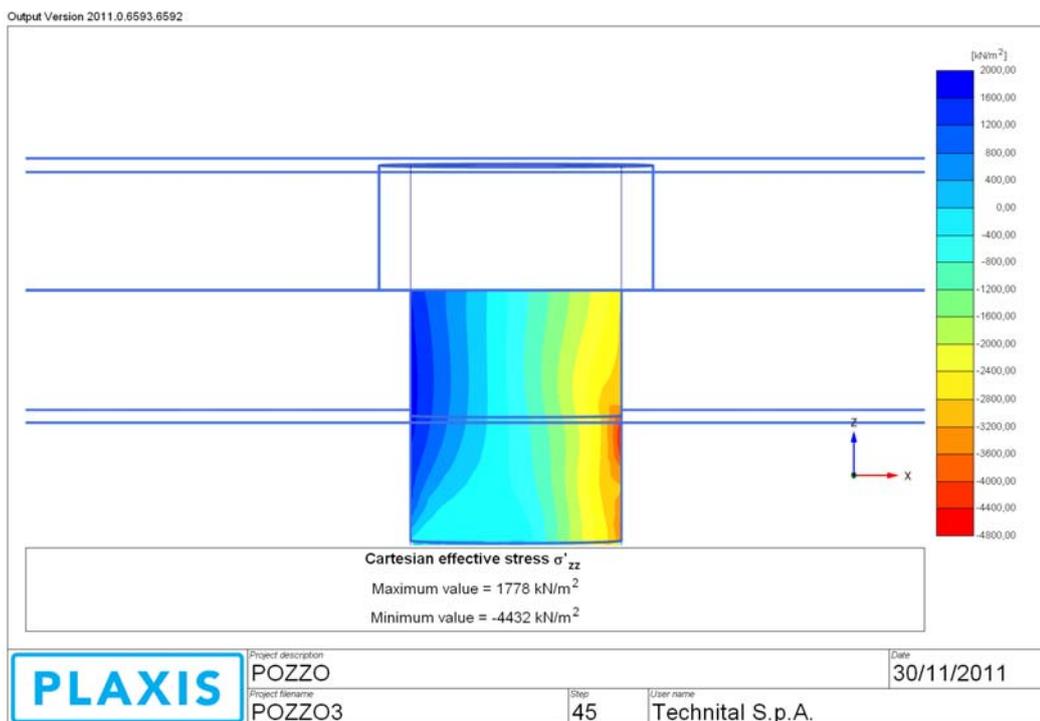


Fig. 8.7 – Tensioni verticali

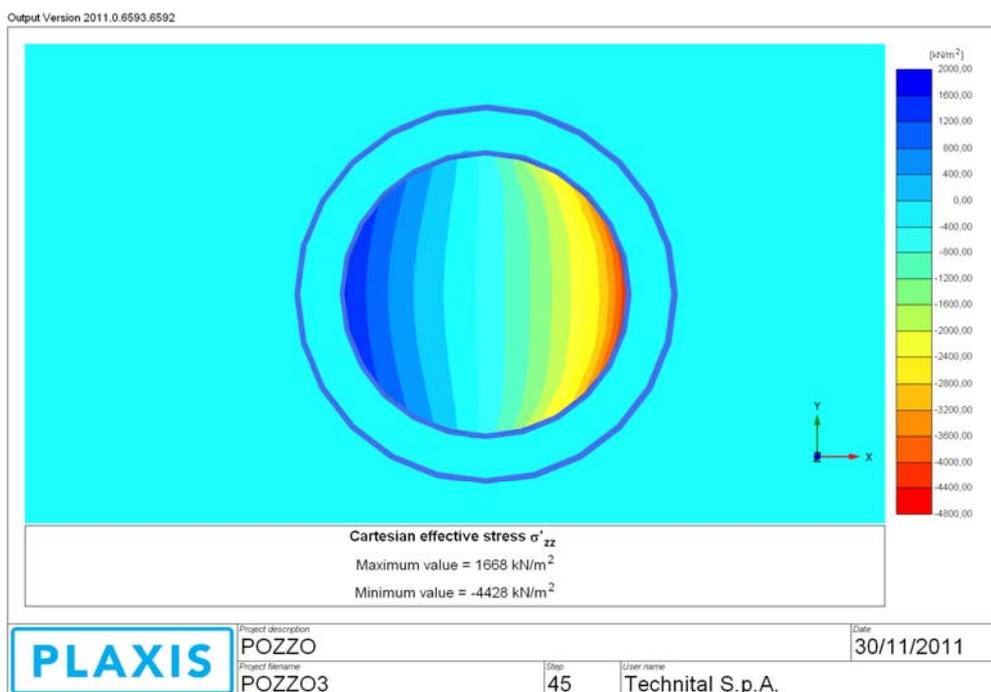


Fig. 8.8 – Tensioni verticali in corrispondenza della sezione a σ'_{zzmax}

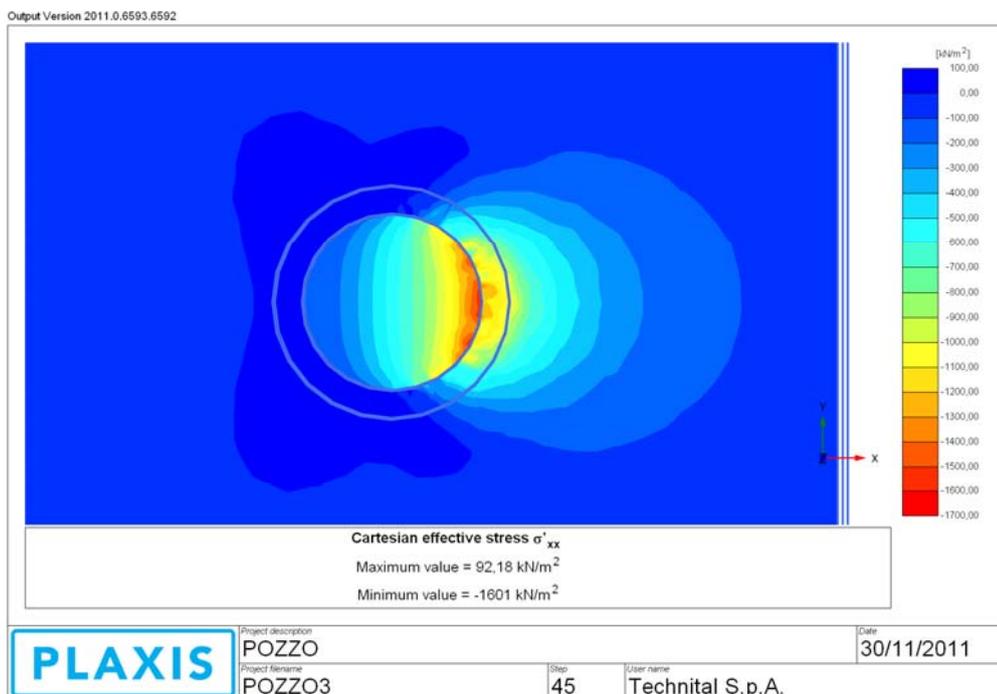


Fig. 8.9 – Tensioni orizzontali in corrispondenza della sezione a σ'_{zzmax}

Integrando le tensioni ricavate dal modello ad elementi finiti, nella sezione di massima trazione, si ottiene un momento sollecitante per il pozzo di $M = 350000$ kNm con una $N = 46000$ kN.

Da una verifica, considerando la possibile parzializzazione della sezione, si ottiene:

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 1000 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 157
 Diametro barre: 26 [cm]
 Copriferro (baric.): 7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 46000 [kN]
 M_{Ed}: 350000 [kNm]
 M_{Ed}: 0 [kNm]
 M_{Ed}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C20/25

σ_{su} : 67.5 % σ_{c2} : 2 %
 f_{yd} : 391.3 N/mm² σ_{cu} : 3.5
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 11.33
 $E_s \cdot \epsilon_c$: 15 f_{cc} / f_{cd} : 0.8
 $\sigma_{s,adm}$: 1.957 % $\sigma_{c,adm}$: 8.5
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.5333
 τ_{c1} : 1.686

M M_{Rd} : 2.403E+06 kNm

σ_c : -11.33 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 6.96 %
 d: 1'993 cm
 x: 666.8 x/d: 0.3346
 δ : 0.8583

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Si ottiene:

$$M_{Sd} = 350000 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 24030000 \text{ kNm}$$

8.2. Verifica geotecnica delle fondazioni

8.2.1. Verifica geotecnica dei pozzi delle pile

Le verifiche geotecniche vengono effettuate secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 del DM2008, abbattendo quindi i parametri del terreno.

Per valutare la capacità portante verticale e orizzontale del pozzo delle pile si è portato a rottura il modello del pozzo, precedentemente illustrato, con PLAXIS 3D andando ad aumentare i carichi sollecitanti. Il fattore di sicurezza ottenuto, come mostra il grafico, è pari a 1.82, valore compatibile con la normativa che fissa un limite di 1.8 per la capacità portante verticale e 1.6 per la capacità portante orizzontale.

Di seguito si riportano anche le immagini dei punti di rottura del terreno sia nella configurazione con i carichi sismici sia a rottura.

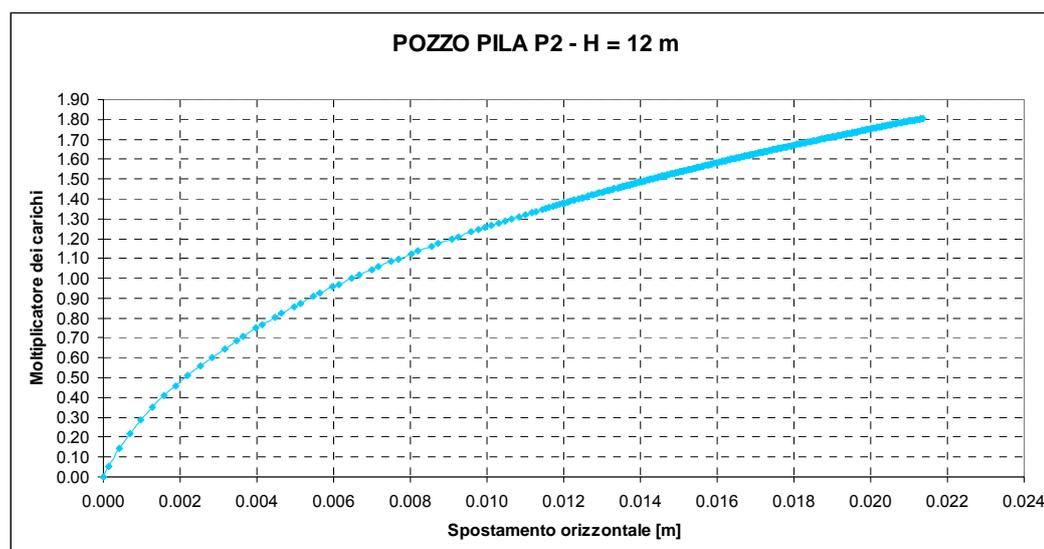


Fig. 8.10 – Curva carico - spostamento

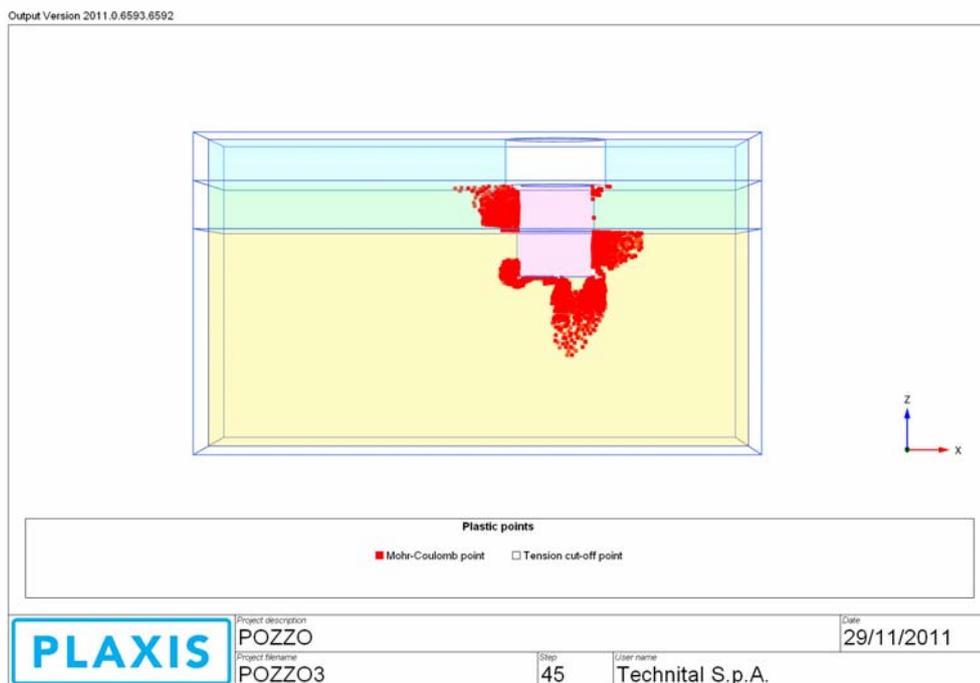


Fig. 8.11 – Punti di plasticizzazione

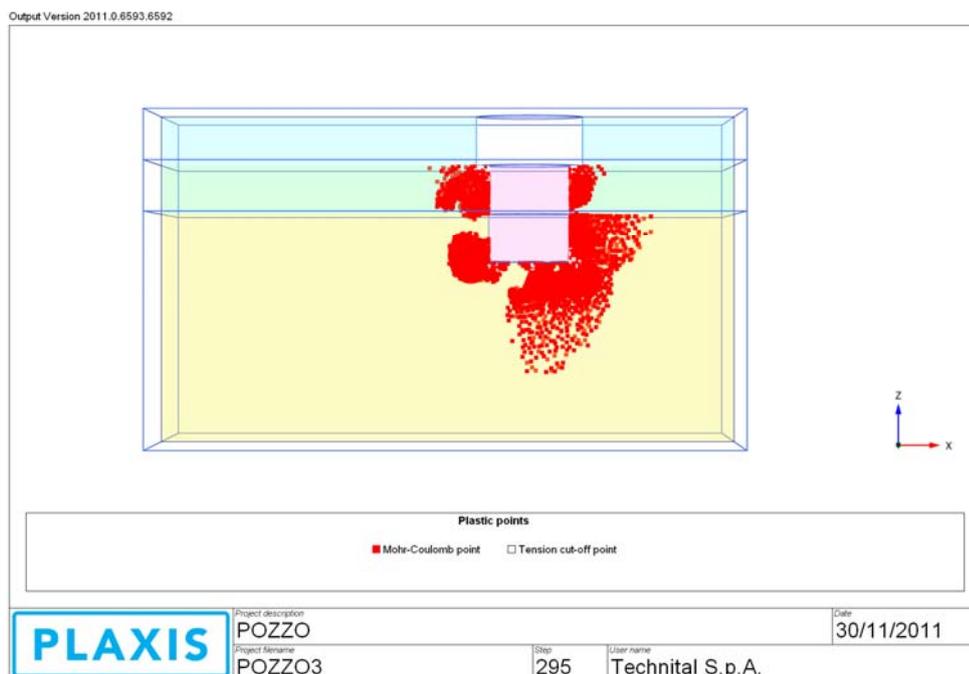


Fig. 8.12 – Punti di plasticizzazione a collasso

8.2.2. Verifica geotecnica dei pozzi delle spalle

Si è effettuata un'analisi di stabilità globale della spalla tramite il programma GSTABL. Si è modellata la spalla in corrispondenza del pendio maggiormente scosceso. Le sollecitazioni considerate sono le più gravose per il pozzo e sono provenienti dalla combinazione sismica.

Tab. 8.4 - Sollecitazioni massime pinto spalle

N	T _{long}	M _{long}
[kN]	[kN]	[kNm]
-23000	20000	48000

L'analisi ha fornito un coefficiente di sicurezza di 1.39, maggiore rispetto ai limiti di normativa per la combinazione considerata (sismica) e cioè 1.1.

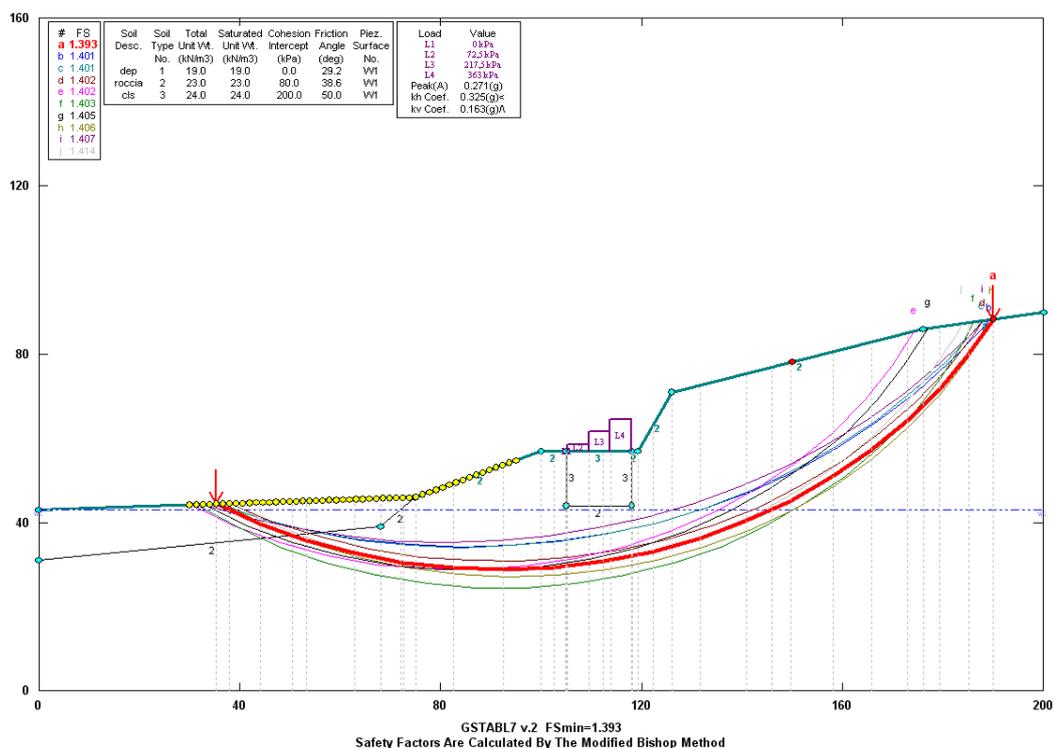


Fig. 8.13 – Stabilità globale spalla - Superfici di scorrimento

Si è effettuata anche un'analisi di capacità portante del pozzo di spalla sempre con il programma GSTABL. L'analisi ha fornito un coefficiente di sicurezza di 1.9, maggiore rispetto ai limiti di normativa per la combinazione considerata (sismica) e cioè 1.8.

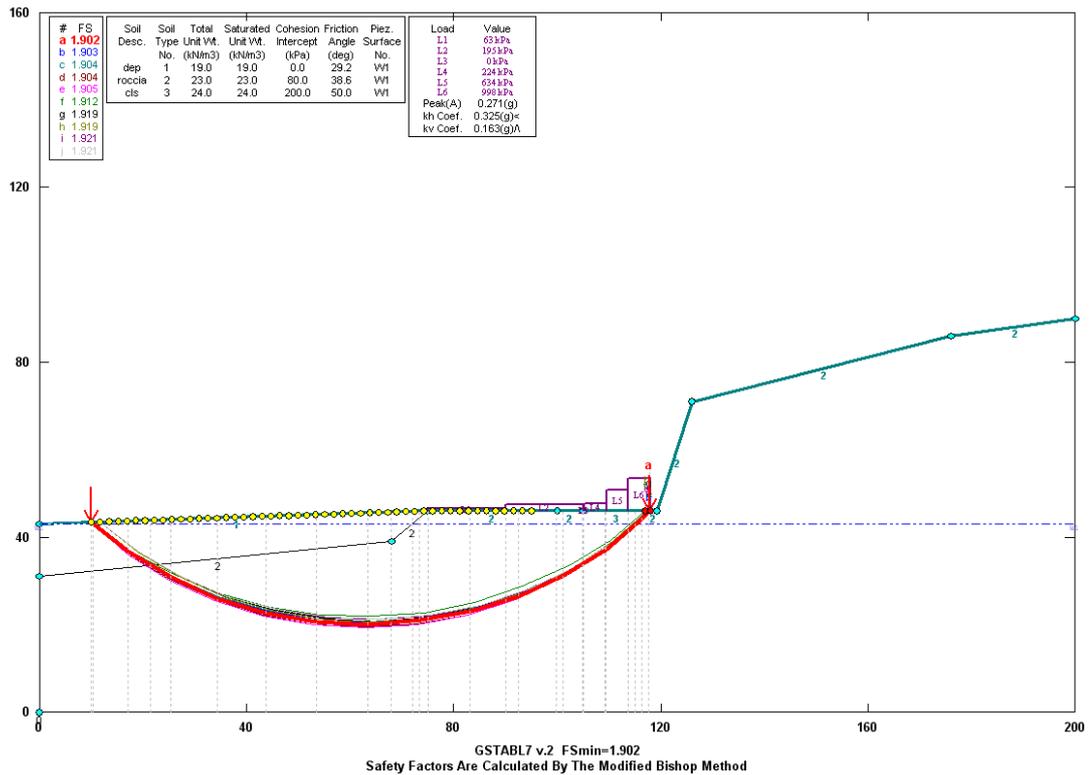


Fig. 8.14 – Capacità portante pozzo - Superfici di scorrimento