

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

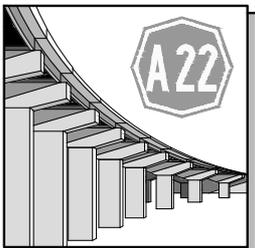
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.5.2.5.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sottopasso F.S. Venezia-Milano (pr km 225+706) Relazioni di calcolo Pile

0	MAR. 2021	EMISSIONE	PRADELLI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

INDICE

1	PREMESSA	6
1.1	ASPETTI GENERALI	6
1.2	ELEMENTI STRUTTURALI	8
1.2.1	METODO DI CALCOLO	10
1.2.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
1.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO	11
1.2.4	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	14
1.2.5	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	15
1.2.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	15
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	16
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	17
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	18
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	18
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	19
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	20
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	20
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	20
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	20
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	20
3.8	COPRIFERRI	21
4	CODICI DI CALCOLO	22
5	CALCOLO DELLA STRUTTURA	23
5.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	23
5.2	CARATTERISTICHE ELEMENTI IMPLEMENTATI NEL PROGRAMMA	26
5.2.1	CONVENZIONI SUI SEGNI	28
5.3	DATI PER ANALISI SISMICA	29
5.4	ELENCO DATI	30

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_5_RELAZIONE_CALCULO_PILE.DOC	FOGLIO 3 DI 112
5.4.1 DATI IMPALCATO PRESSO PILA		30
5.4.1.1 Dati relativi alla struttura in acciaio		30
5.4.1.2 Dati relativi alla soletta		30
5.4.1.3 Dati relativi a pavimentazione e finiture		30
5.4.1.4 Dati relativi ai carichi mobili		30
5.4.1.5 Dati relativi ai dispositivi di appoggio		30
5.4.2 DATI RELATIVI ALLA PILA		31
5.4.2.1 Dati relativi all'elevazione		31
5.4.2.2 Dati relativi alla platea di fondazione		31
5.4.2.3 Dati relativi al terreno		31
5.5 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO		32
5.5.1 AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO		32
5.5.1.1 Carichi strutturali		32
5.5.1.2 Carichi permanenti		32
5.5.1.3 Carichi mobili		32
5.5.1.4 Azioni orizzontali longitudinali		34
5.5.1.4.1 Azione di frenamento		34
5.5.1.4.2 Azione di attrito		35
5.5.1.4.3 Azione termica		35
5.5.1.5 Azioni orizzontali trasversali		36
5.5.1.5.1 Azione dovuta al vento		36
5.5.1.5.2 Azione centrifuga		38
5.5.2 RIASSUNTO AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		38
5.5.3 AZIONI RELATIVE ALLA PILA		41
5.5.3.1 Carichi permanenti relativi all'elevazione		41
5.5.3.2 Azione del vento		41
5.5.3.3 Azioni relative alla platea di fondazione		41
5.5.3.4 Azioni eccezionali – Urti		41
5.5.4 PALIFICATA DI FONDAZIONE		42
5.5.5 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI		43
5.5.5.1 CASI DI CARICO		43
5.5.5.2 COMBINAZIONI DI CARICO		45
5.5.5.2.1 Stati limite ultimo		45
5.5.5.2.2 Stati limite ultimo per geotecnica pali		46
5.5.5.2.3 Stati limite di esercizio		47
5.5.5.2.4 Stati limite di esercizio: fessurazione		48
5.5.5.2.5 Stati limite ultimo – Eccezionale		49

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_5_RELAZIONE_CALCULO_PILE.DOC	FOGLIO 4 DI 112
5.6	AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE	50
5.6.1	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI	52
5.6.1.1	CASI DI CARICO	52
5.6.1.2	COMBINAZIONI	52
5.6.1.2.1	Stati limite ultimo - Sisma	52
5.6.2	AZIONI SISMICHE	53
5.6.3	CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO	53
6	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	54
6.1	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO	55
6.1.1	NUMERAZIONE ELEMENTI FUSTO	55
6.1.2	ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO	56
6.1.3	VERIFICHE FUSTO	57
6.1.3.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da estradosso platea fino a 6m di altezza:	57
6.1.3.2	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da 6m di altezza fino a sommità fusto:	57
6.1.3.3	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione – Direzione 2 (verticale)	58
6.1.3.4	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da estradosso platea fino a 6m di altezza:	58
6.1.3.5	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da 6m di altezza fino a sommità fusto:	58
6.1.3.6	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione – Direzione 2 (verticale)	59
6.1.3.7	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	59
6.1.3.8	Verifiche in campo elastico (sisma)	69
6.1.4	VERIFICA A TAGLIO FUSTO	69
6.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE	71
6.2.1	NUMERAZIONE ELEMENTI PLATEA DI FONDAZIONE	71
6.2.2	ARMATURA ADOTTATA PER LA PLATEA DI FONDAZIONE	72
6.2.2.1	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione - Direzione 1 (longitudinale al ponte)	73
6.2.2.2	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione - Direzione 2 (trasversale al ponte)	73
6.2.2.3	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione - Direzione 1 (longitudinale al ponte)	73
6.2.2.4	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione - Direzione 2 (trasversale al ponte)	74

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_5_RELAZIONE_CALCULO_PILE.DOC	FOGLIO 5 DI 112
6.2.2.5	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione	74
6.2.2.6	Verifiche in campo elastico (sisma)	80
6.2.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA	81
6.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICA PALIFICATA	84
6.3.1	NUMERAZIONE ELEMENTI DEI PALI DI FONDAZIONE	84
6.3.1.1	Geometria adottata per le verifiche	85
6.3.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per flessione	85
6.3.1.3	Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per flessione	86
6.3.1.4	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da testa palo a -3m da testa palo	87
6.3.1.5	Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da -3 a -20m	93
6.3.1.6	Verifiche in campo elastico (sisma)	99
6.3.1.7	Verifiche a taglio	100
6.3.2	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI	100
6.3.3	VERIFICA CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	111

1 PREMESSA

1.1 ASPETTI GENERALI

Nell'ambito del progetto esecutivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte sulla linea Ferroviaria VENEZIA-MILANO (progr. Ferroviaria 140+695, 140+730).

I due attuali impalcati a singola campata di luce 24.16m (uno per ogni carreggiata Nord e Sud) saranno sostituiti con altrettanti impalcati a sezione mista (acciaio-calcestruzzo) ma, per necessità di ampliamento della linea ferroviaria sottostante, sono previste tre campate di luce 28.00m. Oltre al rifacimento dell'impalcato si pone quindi necessario il rifacimento delle pile e la realizzazione delle spalle nuove. Il tutto nel rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e della sottopassante linea Ferroviaria.

Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti una pila considerando che il calcolo dell'altra è a tutti gli effetti uguale e quindi omissibile.

Relativamente al comportamento del ponte nei confronti delle azioni sismiche si prevede di fissare gli impalcati a spalle e pile mediante isolatori elastomerici.

Le due pile in progetto, che presentano una sezione del fusto a "biscotto" separato per ciascuna via di corsa nord e sud, sono ad altezza variabile per assecondare la pendenza trasversale dell'impalcato (fortemente influenzato dall'obliquità del ponte pari a 19°). In pianta le dimensioni di ciascun fusto sono: 1.20m di spessore e 16.17m di larghezza (15.30m in retto).

I plinti di fondazione relativi a ciascun fusto sono di spessore pari a 1.80m e presentano una sezione in pianta a parallelepipedo di dimensioni 6.00m x 18.40m; sono posti su una palificata costituita da 10 pali $\Phi = 1200\text{mm}$ disposti su 2 file, interassati di 3.60m in senso longitudinale al ponte, e circa 4.00m parallelamente all'asse trasversale pila

L'allargamento del cavalcavia comporta sei fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, durante le quali deve essere mantenuto il traffico e data l'importanza strategica della strada in cui si colloca il sovrappasso si rende necessario garantire un minimo di n.2 corsie per senso di marcia: tali fasi sono descritte esplicitamente nella "Relazione Tecnica Illustrativa" nell'apposito paragrafo.

Si riporta di seguito lo schema grafico dell'intervento.

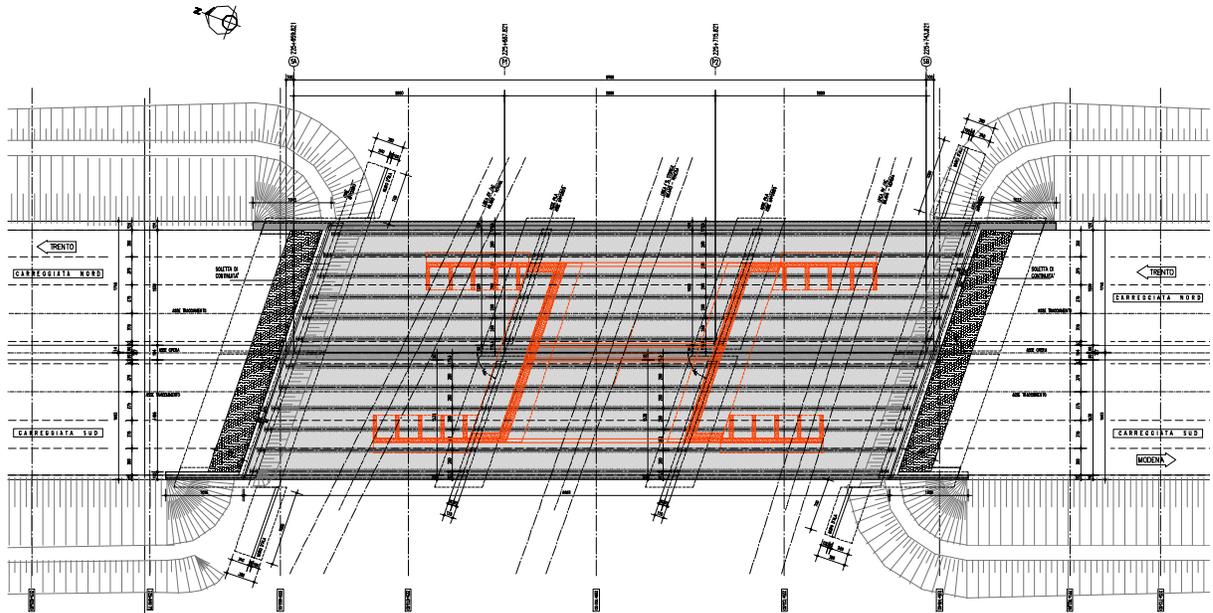


Figura 1-1 Pianta impalcato

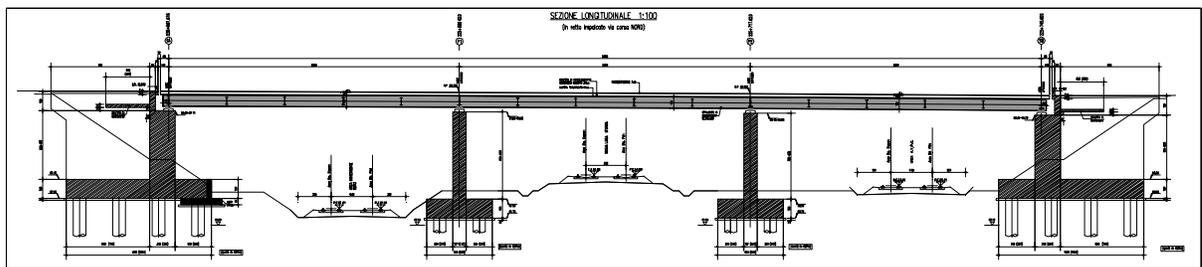


Figura 1-2 Sezione longitudinale

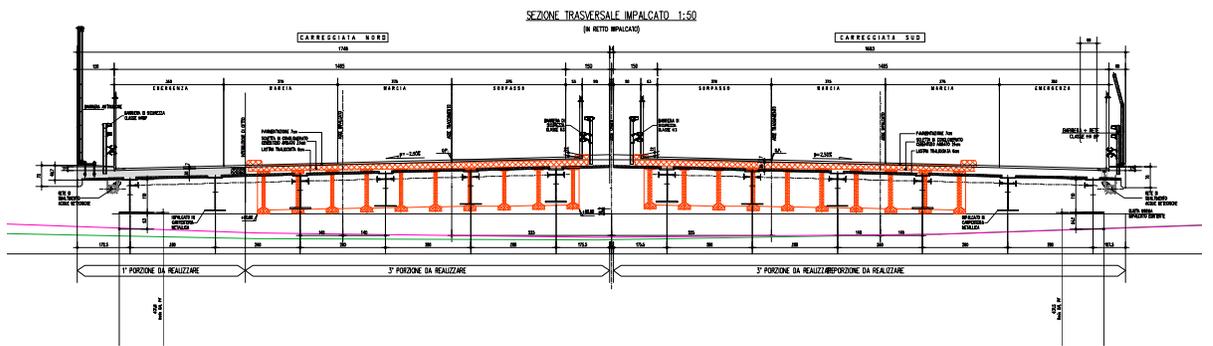


Figura 1-3 Sezione trasversale

1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

Le due pile in progetto (pila P1 e P2) avranno una sezione a “biscotto” allungato per ciascuna via di corsa nord e sud, saranno ad altezza variabile (da un minimo di 8.00m ad un massimo di 8.43m) per assecondare la pendenza trasversale a schiena d’asino dell’impalcato e infine la sezione risulta influenzata dalla obliquità del ponte pari a 19°. In pianta le dimensioni di ciascun mezzo fusto di pila sono: 1.20m di spessore e 15.30m di larghezza in retto.

I plinti di fondazione delle pile sono di spessore pari a 1.80m e presentano una sezione in pianta a doppio parallelepipedo di dimensioni 5.60m x 16.40m; sono posti su una palificata costituita da 10 pali per ciascun parallelepipedo $\Phi = 1200\text{mm}$, interassati almeno di 3.60m in entrambe le direzioni.

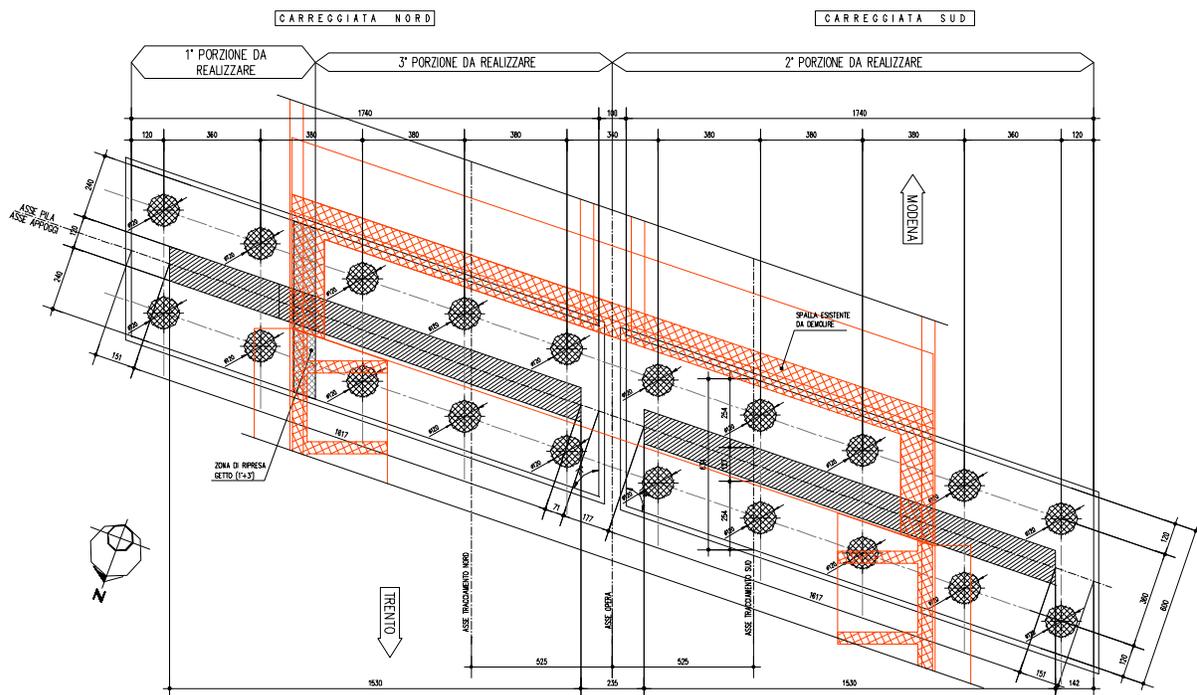


Figura 1.4 Pila – Pianta

1.2.1 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l’opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l’esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Essendo le pile e le spalle sede di dispositivi elastomerici, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.10.2), la sottostruttura deve mantenersi in campo elastico: a tal riguardo quindi, nel calcolo allo SLV, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione

inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica considerata si rimanda alla relazione A1_4_5_1, di seguito si riportano solo i dati di progetto essenziali ai fini del calcolo.

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25'38 N e Longitudine 10°54'35 E, ad una quota di circa 84 m.s.l.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271
SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Per le pile il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$, così come stabilito dalla normativa nei casi di strutture isolate (§7.10.5.3.1 NTC2008).

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.150$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.000$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.150 \cdot 0.259 = 0.298g \approx 0.300g$$

Così come consentito dalla normativa verrà trascurato il sisma verticale trattandosi di intervento ubicato in zona 3.

1.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

Q carichi da traffico

Q_T azioni termiche
 Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

1) – Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

2) – Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

3) – Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

4) – Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

5) – Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

6) – Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.IV per i parametri di resistenza per le opere di fondazione su pali.

(A2+M1+R2)

(verifica geotecnica)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	\square_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	$\square_{\square 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_{ϕ_s}	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(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 ⁽¹⁾	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

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,\lambda} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,ed})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,ed})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,\lambda} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,ed})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,ed})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5A) STR) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta attiva)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

1.2.4 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

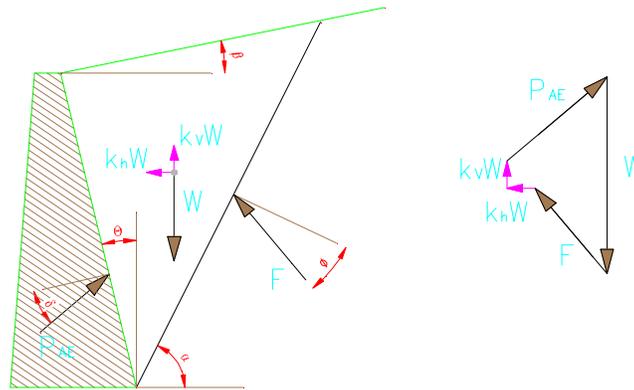
Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidzze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno.

Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni derivanti dall'impalcato proporzionalmente alle rigidzze a pile e spalle.

1.2.5 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Si specificache per le pile oggetto della presente relazione il comportamento del terreno sul fusto non è particolarmente significativo stante il fatto che l'interramento è di circa 0.8m: il dimensionamento delle strutture sarà effettuato tenuto conto el terreno imbarcato e della sovraspinta sismica, in cui si è considerato lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma * (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2 (\phi - \psi)]}{[\cos \psi * \cos^2 \theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE(kv)} - S_a$$

1.2.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 14/01/2008); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per la tipologia di vincolamento assunto (isolatori elastomerici) in condizioni sismiche le "sottostrutture" devono rimanere in campo elastico; si sono quindi effettuate le seguenti verifiche: allo stato limite ultimo

per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

1.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

A1_4_5_1	Relazione Tecnica Illustrativa
A1_4_5_2_1	Relazione di Calcolo Impalcato
A1_4_5_2_2	Relazione di Calcolo Soletta
A1_4_5_2_3	Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti
A1_4_5_2_4	Relazione di Calcolo Spalle
A1_4_5_2_6	Relazione di Calcolo Muri

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni riportate nel cap.2 della relazione A1_4_5_1-Relazione Tecnica e Illustrativa, facente parte del progetto in oggetto.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell’opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9988	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/degelo o cono senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solati	C35/45	-	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi > 800$ mm	XC2	C25/30	60	S4	0.60	40
PLINTI	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40
ELEVAZIONE PILE	XC4+XF2	C32/40	40	S4	0.50 (+4%)	32
PULVINI E BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+ XF4	C32/40	40	S5	0.45 (+4%)	25

(non si ritiene di applicare la classe XD3, poiché oltre ai sali disgelanti è prevista la situazione di gelo-disgelo (XF4) che costituisce l'unica causa della presenza di cloruri, né vi sono altre fonti da cui provengano cloruri (per questo motivo la classe di esposizione XD3 non appare nella Tabella)

3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 14.01.2008 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

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

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

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

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Le verifiche saranno comunque condotte secondo quanto prescritto dall'Istruzione 44A di RFI, in cui i valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

δf ≤ w_1 , per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;

b) δf ≤ w_2 per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto, ai sensi del D.M. 14.01.2008, p.to 4.1.2.2.4.6.

3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

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

3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.6 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²

3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_v/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{v \text{ misurato}}/f_{v \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{vd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.8 COPRIFERRI

Pile - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
FONDAZIONI	
Pali $\phi \geq 800$ mm	60
Platea	40
ELEVAZIONE	
Fusti	40
Baggioli	40

4 CODICI DI CALCOLO

Per il dimensionamento delle strutture facenti parte del ponte in oggetto sono stati utilizzati programmi come descritto nella relazione A1_4_5_1: si riassumono di seguito i programmi di calcolo utilizzati.

SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
SAP 2000	14.2.3	11 Ottobre 2010	CSI	10.09.2009 11/10/2010	3667-D1267	Casa Produttrice

ENG – SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
Eng	8.24	Ottobre 2011	SIGMAc Soft	12/2009 10/2011	C14 BTZNJN-JV3A8- MO0AP	Casa Produttrice

VCASLU

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto e Revisione	N° Licenza	Modulo di verifica
VCASLU		12/2009	PROF. GELFI	12/2009	Libero	Casa Produttrice

5 CALCOLO DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della pila (fusto e fondazioni) si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

E' stato analizzato uno solo dei due fusti costituenti la pila, essendo l'altro analogo. Si ricorda che ciascuno dei due fusti è disgiunto dall'altro anche in fondazione ed è posto a sostegno dell'impalcato di una singola via di corsa.

Per la valutazione sismica, si è proceduto ad un'analisi statica equivalente, così come previsto dalla normativa vigente.

5.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

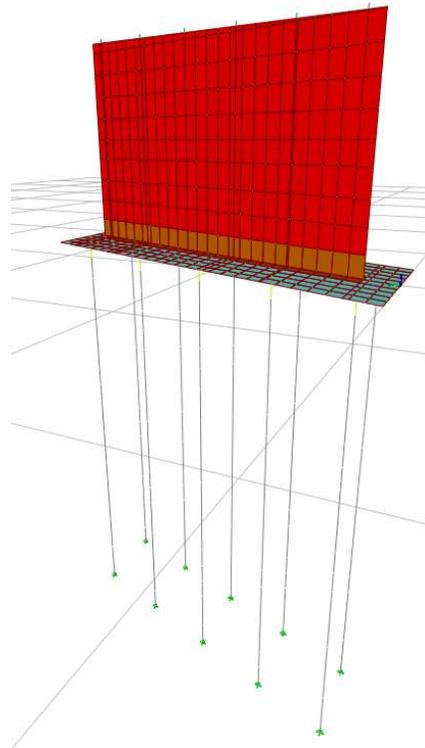
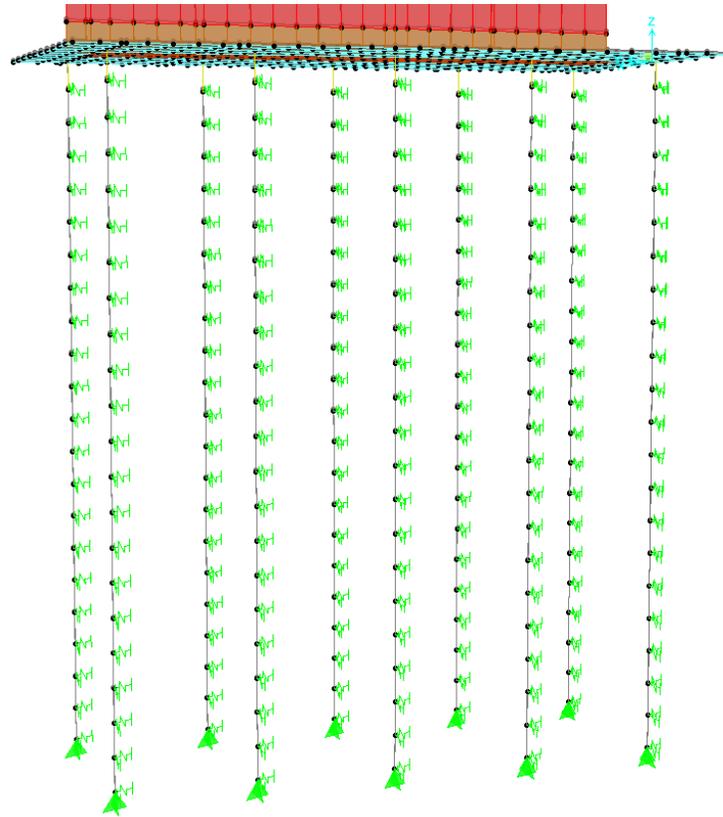


Figura 5.1 Modello 3D

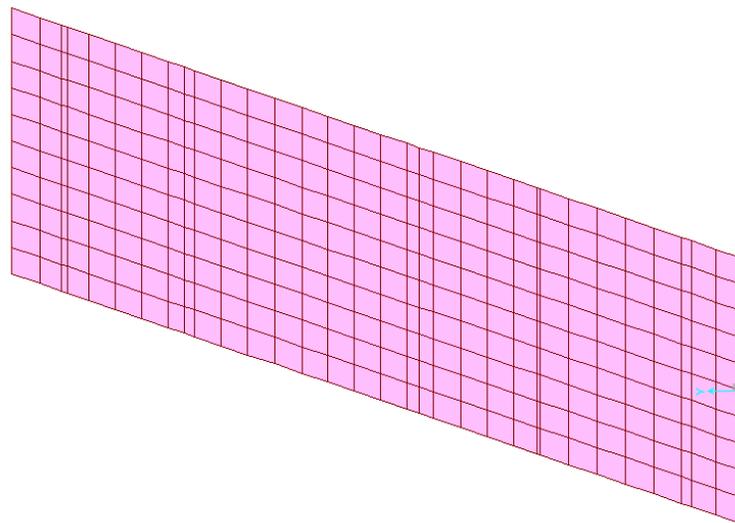
Pali

I pali sono schematizzati come elementi frame di rigidezza equivalente al palo in oggetto (modulo elastico relativo al materiale, area relativa l'elemento) immerso in un suolo elastico alla Winkler; la schematizzazione del terreno viene quindi fatta tramite "line spring", molle lineari nelle 2 direzioni principali dell'elemento. Il coefficiente di Winkler è stato assunto pari a 3kg/cm^3 che comporta un coefficiente lineare lungo l'elemento frame del palo pari a $3 \times 120 = 360\text{kg/cm}^2$.



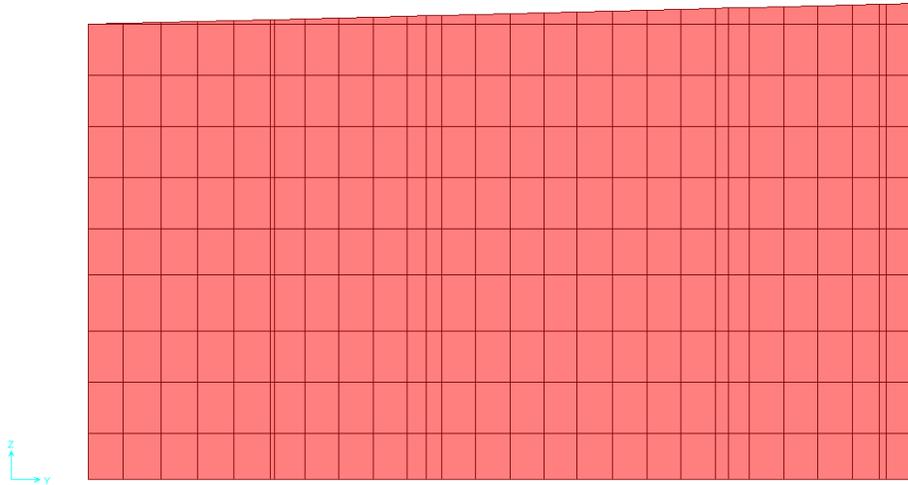
Fondazioni

La platea di fondazione è stata schematizzata con degli elementi shell di spessore pari allo spessore della platea stessa.



Fusto

Il fusto è stato schematizzato con degli elementi shell di spessore pari allo spessore del fusto stesso.

**Pulvino**

La tipologia di pila oggetto della presente relazione non presenta un pulvino.

5.2 CARATTERISTICHE ELEMENTI IMPLEMENTATI NEL PROGRAMMA

PROPRIETA' DEI MATERIALI

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
C25/30	25	2.54929048	31447000	13102916.7	0.2	0.000001
C32/40	25	2.54929048	33643000	14017916.7	0.2	0.000001
ElevazionePesoNull0	0	0	33019000	13757916.7	0.2	0.000001
Null0	0	0	10000	4545.45455	0.1	0.000001
Rigido	0	0	1E+10	4166666667	0.2	0.000001

PROPRIETA' DELLE SEZIONI "FRAME"

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

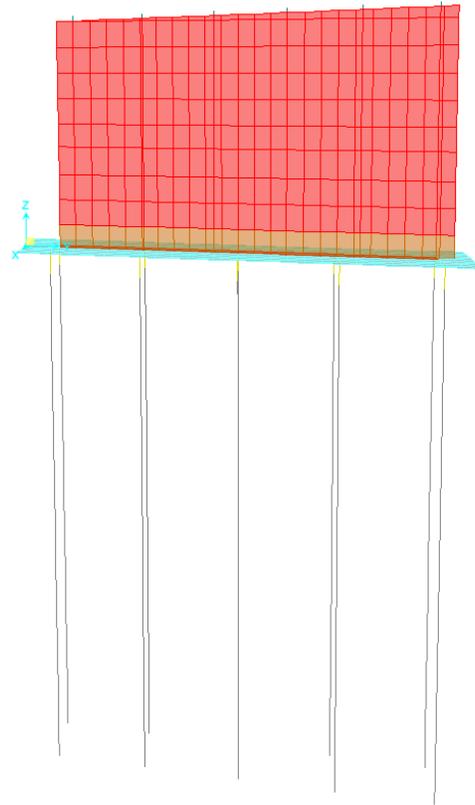
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area
Text	Text	Text	m	m	m2
Baggiolo	C32/40	Rectangular	0.9	0.9	0.81
Palo1200-L20	C25/30	Circle	1.2		1.130973
Rigido	Rigido	Circle	1.2		1.130973
_NULL0	Null0	General	0.05	0.05	0.01

PROPRIETA' DELLE SEZIONI "SHELL"

TABLE: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
Fusto 1.2m	C32/40	0	Shell	Shell-Thick	Yes	1.2	1.2
Fusto 1.2m Null0	ElevazionePesoNull0	0	Shell	Shell-Thick	Yes	1.2	1.2
Platea 1.8m	C25/30	0	Shell	Shell-Thick	Yes	1.8	1.8
PlateaNoVerifica 1.8m	C25/30	0	Shell	Shell-Thick	Yes	1.8	1.8

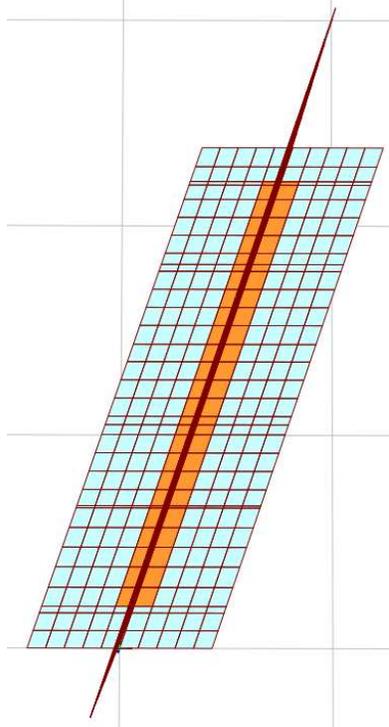
SCHEMA GENERALE DEL MODELLO - PROSPETTO PILA



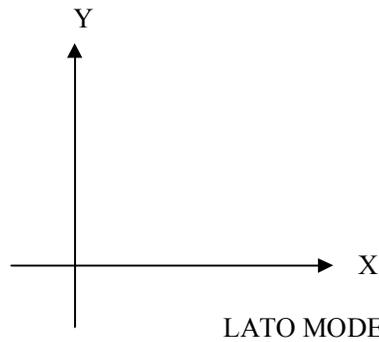
5.2.1 CONVENZIONI SUI SEGNI

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi X, Y e Z, con l'asse X parallelo all'asse del ponte, l'asse Y perpendicolare.

Le Z sono positive se dirette verso l'alto, e le X positive in direzione Modena.



LATO TRENTO



LATO MODENA

5.3 DATI PER ANALISI SISMICA

In merito alle pile, nel rispetto del punto § 7.10, si è applicata l'analisi statica equivalente, affidando come carichi trasmessi dall'impalcato quanto trasferito dai dispositivi elastomerici.

Le verifiche sismiche delle pile da ponte, possono essere eseguite applicando l'azione sismica indipendentemente nelle due direzioni orizzontali ed in quella verticale, rispettivamente trasversale e longitudinale e verticale, e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_V = A_{EV} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

Si precisa che, così come consentito dalla normativa, verrà trascurato il sisma verticale trattandosi di intervento ubicato in zona 3.

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla pila, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti, dei carichi strutturali e permanenti dell'impalcato, nonché del terreno imbarcato.

5.4 ELENCO DATI

5.4.1 DATI IMPALCATO PRESSO PILA

5.4.1.1 Dati relativi alla struttura in acciaio

VIA DI CORSA NORD (DIREZIONE TRENTO) e VIA DI CORSA SUD (DIREZIONE MODENA)

numero travi in acciaio per via di corsa	6
peso della struttura in acciaio (kN/m ²)	3.000
interasse travi (m)	2.800
altezza trave massima (m)	1.100
altezza trave minima (m)	1.100
lunghezza dell'impalcato di pertinenza (P1)	28.00
lunghezza dell'impalcato di pertinenza (P2)	28.00

5.4.1.2 Dati relativi alla soletta

VIA DI CORSA NORD (DIREZIONE TRENTO) e VIA DI CORSA SUD (DIREZIONE MODENA)

larghezza totale soletta per via di corsa (m)	17.51
Spessore minimo soletta (m)	0.300
larghezza cordolo n° interno (m)	0.900
larghezza cordolo esterno (m)	1.000
Altezza media cordoli (m)	0.120

5.4.1.3 Dati relativi a pavimentazione e finiture

VIA DI CORSA NORD (DIREZIONE TRENTO) e VIA DI CORSA SUD (DIREZIONE MODENA)

peso pavimentazione (kN/m ²)	3.000
peso barriere antirumore – cordolo esterno (kN/m)	4.000
peso barriere di sicurezza – cordolo interno (kN/m)	2.000

5.4.1.4 Dati relativi ai carichi mobili

VIA DI CORSA NORD (DIREZIONE TRENTO) e VIA DI CORSA SUD (DIREZIONE MODENA)

numero max. colonne di carico per via di corsa	5
larghezza colonne di carico (m)	3.000
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.1 sx - esterno (m)	0.000
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.2 sx - interno (m)	0.000
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.1 dx - esterno (m)	0.000
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.2 dx - interno (m)	0.000

5.4.1.5 Dati relativi ai dispositivi di appoggio

VIA DI CORSA NORD (DIREZIONE TRENTO) e VIA DI CORSA SUD (DIREZIONE MODENA)

altezza media dei baggioli (m)	0.170
spessore appoggi (m)	0.200

5.4.2 DATI RELATIVI ALLA PILA**5.4.2.1 Dati relativi all'elevazione**

altezza fusto (m) - variabile	8.15/8.56
obliquità (°)	19
lunghezza in pianta -dir.y- del fusto in sommità (m)	15.300
larghezza in pianta -dir.x- del fusto in sommità (m)	1.268
lunghezza in pianta -dir.y- del fusto alla base (m)	15.300
larghezza in pianta -dir.x- del fusto alla base (m)	1.268

5.4.2.2 Dati relativi alla platea di fondazione

peso specifico calcestruzzo (kN/m ³)	25.000
lunghezza platea - dir.y (m)	17.400
larghezza platea dir.x (m)	6.342
spessore platea (m)	1.800

5.4.2.3 Dati relativi al terreno

peso specifico terreno (kN/m ³)	19.000
altezza di ricoprimento platea (m)	0.800

5.5 AZIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

5.5.1 AZIONI RELATIVE ALL'IMPALCATO

Le azioni verticali trasmesse dall'impalcato dovute ai carichi mobili sono state implementate in corrispondenza degli appoggi con valori derivanti dal calcolo piano alla Courbon; i carichi orizzontali sono quelli trasmessi dai dispositivi elastomerici in funzione della loro rigidità.

Si riporta di seguito i carichi base del dimensionamento dell'impalcato e successivamente la tabella riassuntiva dei carichi trasmessi alla pila.

5.5.1.1 Carichi strutturali

I carichi strutturali relativi l'impalcato sono stati inseriti come carichi distribuiti sugli elementi, di intensità pari a:

soletta: $q_{c.a.} = 25.0 * 0.30 = 7.50 \text{ kN/mq}$

travi: $q_{acciaio} = 3.00 \text{ kN/mq}$

5.5.1.2 Carichi permanenti

Si riassumono di seguito i valori dei carichi permanenti:

Cordoli: $q_{cordoli} = 25.0 * 0.12 = 3.00 \text{ kN/mq}$

Pavimentazione: $q_{pav} = 3.00 \text{ kN/mq}$

Barriera antirumore: $q_{ba} = 4.00 \text{ kN/m}$

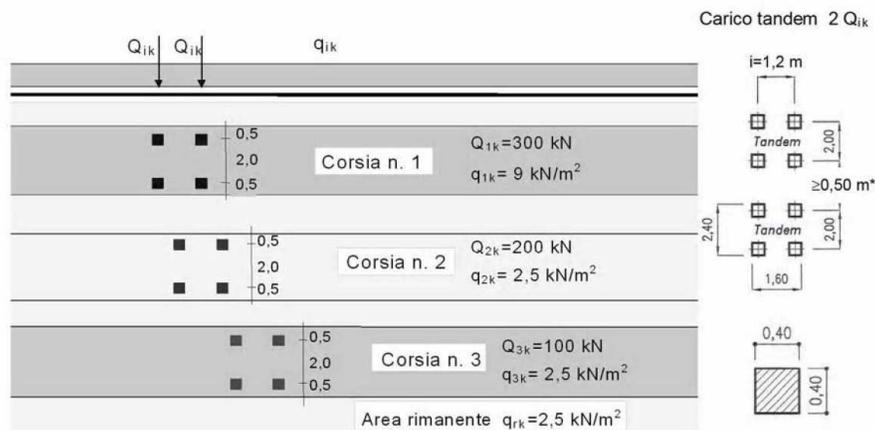
Barriera sicurezza: $q_{bs} = 2.00 \text{ kN/m}$

5.5.1.3 Carichi mobili

Secondo quanto disposto dalla normativa vigente (cap.5 DM 14.01.2008), la disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti e da due separate pile (o spalla), per il progetto della pila o della spalla si adotta una differente numerazione di colonne di carico per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

*per $w \leq 2,90$ m

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno (caso n° 1 cordolo esterno carreggiata direzione Trento, caso n°2 cordolo esterno carreggiata direzione Modena).

La larghezza della carreggiata è pari a 17.51m (x 2 impalcati), perciò vi trovano posto n°5 colonne di carico accidentale, di larghezza 3.00m ciascuna, costituite ciascuna da carichi concentrati Q_{1k} e distribuiti q_{1k} .

Le reazioni vincolari sulla pila vengono valutate attraverso un modello piano alla Courbon.

Non si considera il carico della folla poiché sull'impalcato non sono presenti i marciapiedi.

Si riportano di seguito i carichi trasmessi sui singoli appoggi ottenuti dal calcolo alla Courbon:

Dati iniziali

Accidentale pila

Larghezza carreggiata	15.61	m
Larghezza cordolo dx + ingombro onda	1.00	m
Larghezza cordolo sx + ingombro onda	0.90	m
Lc,sx =	28.00	m
Lc,dx =	28.00	m
Interasse Travi	2.80	m
Sbalzo dx	1.75	m
Sbalzo sx	1.75	m
Numero Travi	6	

Tandem

Q_{1k}	300	kN
Q_{2k}	200	kN
Q_{3k}	100	kN

Numero colonne di carico 5

Eccentricità colonne rispetto baricentro travi

$e_1 =$	6.25	m
$e_2 =$	3.25	m
$e_3 =$	0.25	m

Eccentricità travi rispetto baricentro travi

$e_{t,1}$	7.00	m
$e_{t,2}$	4.20	m
$e_{t,3}$	1.40	m

e4=	-2.75	m	e _{t,4}	-1.40	m
e5 =	-5.75	m	e _{t,5}	-4.20	m
e6 =	0	m	e _{t,6}	-7.00	m
e7 =	0	m	e _{t,7}	0.00	m
e8 =	0	m	e _{t,8}	0.00	m
e9=	0	m	e _{t,9}	0.00	m
e10=	0	m	e _{t,10}	0.00	m

Tandem

R _{1,t} =	Q _{1k} * (1+(Lc,dx-1.2)/Lc,dx)*1.0 =	587.14	kN	M _{1,t} =	3669.64	kNm
R _{2,t} =	Q _{2k} * (1+(Lc,dx-1.2)/Lc,dx)*1.0 =	391.43	kN	M _{2,t} =	1272.14	kNm
R _{3,t} =	Q _{3k} * (1+(Lc,dx-1.2)/Lc,dx)*1.0 =	195.71	kN	M _{3,t} =	48.93	kNm
		1174.29	kN		4990.71	kNm

Coefficienti COURBON

	Appoggio 1	A2	A3	A4	A5	A6
Corsia n.1	0.486	0.358	0.230	0.103	-0.025	-0.152
Corsia n.2	0.332	0.266	0.200	0.332	0.067	0.001
Corsia n.3	0.179	0.174	0.169	0.179	0.159	0.154
Corsia n.4	0.026	0.082	0.139	0.026	0.251	0.307
Corsia n.5	-0.127	-0.009	0.108	-0.127	0.343	0.460

Reazioni sulle travi: R (kN) - Carico tandem

	Appoggio 1			A2			A3			A4			A5			A6		
	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e
Corsia n.1	285.08	1781.77		210.19	1,313.71		135.30	845.64		60.41	377.57		-	-		-	-	
Corsia n.2	130.14	422.97		104.18	338.59		78.22	254.21		130.14	422.97		26.29	85.46		0.33	1.08	
Corsia n.3	35.12	8.78		34.12	8.53		33.12	8.28		35.12	8.78		31.12	7.78		30.12	7.53	
Corsia n.4	-	0.00		-	-		-	-		-	-		-	-		-	-	
Corsia n.5	-	0.00		-	-		-	-		-	-		-	-		-	-	
	450.34	2213.52	4.92	348.49	1,660.83	4.77	246.64	1,108.13	4.49	225.67	809.32	3.59	57.42	93.24	1.62	30.46	8.61	0.28

Reazioni sulle travi: R (kN) - Carico uniforme

	Appoggio 1			A2			A3			A4			A5			A6		
	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e	R (kN)	M (kNm)	e
Corsia n.1	367.07	2294.20		270.64	1,691.52		174.21	1,088.84		77.79	486.16		-	-		-	-	
Corsia n.2	69.82	226.92		55.89	181.65		41.96	136.38		69.82	226.92		14.11	45.85		0.18	0.58	
Corsia n.3	37.68	9.42		36.61	9.15		35.54	8.88		37.68	9.42		33.39	8.35		32.32	8.08	
Corsia n.4	5.54	-15.22		17.32	-47.63		29.11	-80.04		5.54	-15.22		52.68	144.87		64.46	177.28	
Corsia n.5	-	0.00		-	-		22.68	-130.40		-	-		71.96	413.79		96.61	555.49	
	480.11	2515.31	5.24	380.46	1,834.69	4.82	303.50	1,023.66	3.37	190.82	707.28	3.71	172.14	-504.46	-2.93	193.57	-724.11	-3.74

5.5.1.4 Azioni orizzontali longitudinali

5.5.1.4.1 Azione di frenamento

Per la tipologia di appoggi previsti, l'azione di frenatura si trasferisce alle pile proporzionalmente alle rigidità dei dispositivi.

Dal calcolo degli appoggi si ha:

AZIONE DI FRENATURA

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsia è pari a:

$$F_{\text{fren}} = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot Q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 590.31 \text{ kN}$$

Le rigidità degli appoggi sono pari a:

$$K_{iS} = 2.41 \text{ kN/mm} \quad \text{Rigidità App. Spalla}$$

K _{i,P} =	1.65	kN/mm	Rigidizza App. Pila
K _{TOT} =	48.72	kN/mm	Rigidizza Totale

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

ΔL _{fren} = F _{fren} / K _{TOT} =	12.12	mm	
γ _{fren,S} = ΔL _{fren} / t _{e,S} =	0.22		
γ _{fren,P} = ΔL _{fren} / t _{e,P} =	0.20		

G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) Spalla =	1.57		
G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) Pila =	1.64		
G _S = G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) * G =	2.20	N/mm ²	
G _P = G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) * G =	2.30	N/mm ²	

Le rigidizze calcolate iterativamente in funzione dello scorrimento sono pari a:

K _{i,S} =	8.71	kN/mm	Rigidizza App. Spalla
K _{i,P} =	6.03	kN/mm	Rigidizza App. Pila
K _{TOT} =	176.82	kN/mm	Rigidizza Totale

Ne consegue che le forze sui singoli appoggi delle spalle e delle pile dovute ad una sola via di corsa sono pari a:

F _{i,S} = F * K _{i,S} / (K _{i,S} + K _{i,P}) : n _{app,S} =	29.07	kN	
F _{i,P} = F * K _{i,P} / (K _{i,S} + K _{i,P}) : n _{app,P} =	20.12	kN	

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

ΔL _{fren} = F _{fren} / K _{TOT} =	3.34	mm	
γ _{fren,S} = DL _{fren} / t _{e,S} =	0.06		
γ _{fren,P} = DL _{fren} / t _{e,P} =	0.06		

G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) Spalla =	2.58		
G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) Pila =	2.61		
G _S = G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) * G =	3.61	N/mm ²	
G _P = G _{din} (γ)/G _{din} (γ=1) * G =	3.65	N/mm ²	

5.5.1.4.2 Azione di attrito

Per la tipologia di appoggi previsti, non si ha attrito.

5.5.1.4.3 Azione termica

Per la tipologia di appoggi previsti, l'azione termica si trasferisce alle pile proporzionalmente alle rigidizze dei dispositivi.

Dal calcolo degli appoggi si ha:

AZIONE TERMICA

Si sono considerati i seguenti dati:

T =	20	°C	Temperatura media
ΔT =	30	°C	Variazione termica;
T ₁ = T + ΔT =	50	°C	Temperatura limite appoggio
c =	0.959		Incremento rigidizze per temperatura
α =	1.20E-05	°C ⁻¹	Coefficiente di dilatazione termica;

$L_s =$	42.00	m	Luce di influenza spalla;
$L_p =$	14.00	m	Luce di influenza pila;

Si calcolano quindi le variazioni di lunghezza dell'impalcato sulla spalla e sulla pila:

$\Delta L_{Spalla} =$	15.12	mm
$\Delta L_{Pila} =$	5.04	mm

Noti gli spostamenti in sommità degli appoggi si possono calcolare gli scorrimenti:

$\gamma_{Spalla} = \Delta L_{Spalla} / t_{e,S} =$	0.270
$\gamma_{Pila} = \Delta L_{Pila} / t_{e,P} =$	0.084

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	1.50	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.41	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	2.10	N/mm ²
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.37	N/mm ²

Da cui si ricava la tensione tangenziale:

$\tau_{Spalla} = c * G_S * \gamma_{Spalla} =$	0.545	N/mm ²
$\tau_{Pila} = c * G_P * \gamma_{Pila} =$	0.272	N/mm ²

E la forza orizzontale applicata ad ogni singolo appoggio:

$H_{Spalla} = \tau_{Spalla} * A_{app,S} =$	52.44	kN
$H_{Pila} = \tau_{Pila} * A_{app,P} =$	19.21	kN

5.5.1.5 Azioni orizzontali trasversali

5.5.1.5.1 Azione dovuta al vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitori sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * C_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può

essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 14/01/2008, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m^2 .

Per la presenza delle barriere antirumore, non si differenzia il valore dell'azione del vento tra ponte carico e ponte scarico.

Dal calcolo degli appoggi si ha:

AZIONE VENTO TRASVERSALE

Forza vento complessiva

$$F_{\text{ven}} = V * L_c = 941.6 \quad \text{kN}$$

Le rigidità degli appoggi sono pari a:

$K_{i,S} =$	2.41	kN/mm	Rigidità App. Spalla
$K_{i,P} =$	1.65	kN/mm	Rigidità App. Pila
$K_{TOT} =$	48.72	kN/mm	Rigidità Totale

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto al vento sarà pari a

$$\Delta L_{\text{ven}} = F_{\text{ven}} / K_{TOT} = 19.33 \quad \text{mm}$$

$$\gamma_{\text{ven},S} = \Delta L_{\text{ven}} / t_{e,S} = 0.35$$

$$\gamma_{\text{ven},P} = \Delta L_{\text{ven}} / t_{e,P} = 0.32$$

$G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1)$ Spalla =	1.41	
$G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1)$ Pila =	1.44	
$G_S = G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1) * G =$	1.97	N/mm ²
$G_P = G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1) * G =$	2.01	N/mm ²

Le rigidità calcolate iterativamente in funzione dello scorrimento sono pari a:

$K_{i,S} =$	7.54	kN/mm	Rigidità App. Spalla
$K_{i,P} =$	5.27	kN/mm	Rigidità App. Pila
$K_{TOT} =$	153.81	kN/mm	Rigidità Totale

Ne consegue che le forze sui singoli appoggi delle spalle e delle pile dovute ad una sola via di corsa sono pari a:

$$F_{i,S} = F * K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}) : n_{\text{app},S} = 46.18 \quad \text{kN}$$

$$F_{i,P} = F * K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}) : n_{\text{app},P} = 32.28 \quad \text{kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$\Delta L_{ven} = F_{ven} / K_{TOT} =$	6.12	mm
$\gamma_{ven,S} = \Delta L_{ven} / t_{e,S} =$	0.11	
$\gamma_{ven,P} = \Delta L_{ven} / t_{e,P} =$	0.10	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	2.24	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.28	
$G_S = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.13	N/mm ²
$G_P = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.20	N/mm ²

5.5.1.5.2 Azione centrifuga

Il ponte è in rettilineo di conseguenza non si ha nessun contributo di sollecitazione.

5.5.2 RIASSUNTO AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Si riportano di seguito le azioni attribuite agli appoggi relative all'impalcato. Si precisa che 1159 è l'appoggio più esterno (negative sono le sollecitazioni verso il basso coerentemente al sistema di riferimento riportato in figura).

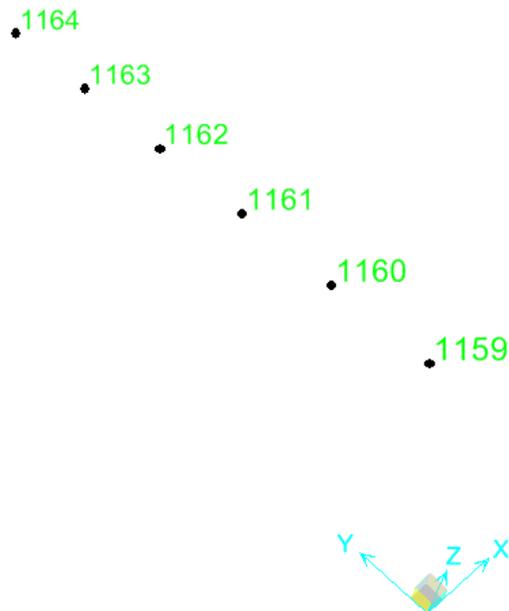


TABLE: Joint Loads - Force							
Joint	LoadPat	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1159	g1) Impalcato Peso Proprio	0	0	-850.49	0	0	0
	g2) Impalcato Permanente	0	0	-249.14	0	0	0
	e.2) Ritiro+Fluage	0	0	-81	0	0	0
	e.3U+) TemperaturaUnif+	19.21	0	-66	0	0	0
	e.3U-) TemperaturaUnif-	-19.21	0	33	0	0	0
	q6.1a) SismLong.Impalcato	108.41	0	0	0	0	0

COMMITTENTE		CODIFICA DOCUMENTO						FOGLIO
AUTOSTRADA DEL BRENNERO		AI_4_5_2_5_RELAZIONE_CALCULO_PILE.DOC						39 DI 112
	q6.2a) SismTrasv.Impalcato	0	108.41	0	0	0	0	
	q5.1) VENTO Imp.carico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q3.a) Frenatura 1 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q3.b) Frenatura 2 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	0	0	-30.46	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	0	0	-450.34	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	0	0	-193.57	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	0	0	-480.11	0	0	0	
	q5.3) VENTO Imp.scarico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q6.4aL) EccentricitaImp.Long	0	0	0	0	0	457.25	
	q6.4aT) EccentricitaImp. Trasv	0	0	0	0	0	2174.08	
1160	g1) Impalcato Peso Proprio	0	0	-850.49	0	0	0	
	g2) Impalcato Permanente	0	0	-249.14	0	0	0	
	e.2) Ritiro+Fluage	0	0	-81	0	0	0	
	e.3U+) TemperaturaUnif+	19.21	0	-66	0	0	0	
	e.3U-) TemperaturaUnif-	-19.21	0	33	0	0	0	
	q6.1a) SismLong.Impalcato	108.41	0	0	0	0	0	
	q6.2a) SismTrasv.Impalcato	0	108.41	0	0	0	0	
	q5.1) VENTO Imp.carico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q3.a) Frenatura 1 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q3.b) Frenatura 2 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	0	0	-57.42	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	0	0	-348.49	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	0	0	-172.14	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	0	0	-380.46	0	0	0	
	q5.3) VENTO Imp.scarico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q6.4aL) EccentricitaImp.Long	0	0	0	0	0	457.25	
	q6.4aT) EccentricitaImp. Trasv	0	0	0	0	0	2174.08	
1161	g1) Impalcato Peso Proprio	0	0	-850.49	0	0	0	
	g2) Impalcato Permanente	0	0	-249.14	0	0	0	
	e.2) Ritiro+Fluage	0	0	-81	0	0	0	
	e.3U+) TemperaturaUnif+	19.21	0	-66	0	0	0	
	e.3U-) TemperaturaUnif-	-19.21	0	33	0	0	0	
	q6.1a) SismLong.Impalcato	108.41	0	0	0	0	0	
	q6.2a) SismTrasv.Impalcato	0	108.41	0	0	0	0	
	q5.1) VENTO Imp.carico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q3.a) Frenatura 1 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q3.b) Frenatura 2 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	0	0	-225.67	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	0	0	-246.64	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	0	0	-190.82	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	0	0	-303.5	0	0	0	
	q5.3) VENTO Imp.scarico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q6.4aL) EccentricitaImp.Long	0	0	0	0	0	457.25	
	q6.4aT) EccentricitaImp. Trasv	0	0	0	0	0	2174.08	
1162	g1) Impalcato Peso Proprio	0	0	-850.49	0	0	0	
	g2) Impalcato Permanente	0	0	-249.14	0	0	0	
	e.2) Ritiro+Fluage	0	0	-81	0	0	0	

COMMITTENTE		CODIFICA DOCUMENTO						FOGLIO
AUTOSTRADA DEL BRENNERO		AI_4_5_2_5_RELAZIONE_CALCULO_PILE.DOC						40 DI 112
	e.3U+) TemperaturaUnif+	19.21	0	-66	0	0	0	
	e.3U-) TemperaturaUnif-	-19.21	0	33	0	0	0	
	q6.1a) SismLong.Impalcato	108.41	0	0	0	0	0	
	q6.2a) SismTrasv.Impalcato	0	108.41	0	0	0	0	
	q5.1) VENTO Imp.carico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q3.a) Frenatura 1 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q3.b) Frenatura 2 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	0	0	-246.64	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	0	0	-225.67	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	0	0	-303.5	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	0	0	-190.82	0	0	0	
	q5.3) VENTO Imp.scarico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q6.4aL) EccentricitaImp.Long	0	0	0	0	0	457.25	
	q6.4aT) EccentricitaImp. Trasv	0	0	0	0	0	2174.08	
1163	g1) Impalcato Peso Proprio	0	0	-850.49	0	0	0	
	g2) Impalcato Permanente	0	0	-249.14	0	0	0	
	e.2) Ritiro+Fluage	0	0	-81	0	0	0	
	e.3U+) TemperaturaUnif+	19.21	0	-66	0	0	0	
	e.3U-) TemperaturaUnif-	-19.21	0	33	0	0	0	
	q6.1a) SismLong.Impalcato	108.41	0	0	0	0	0	
	q6.2a) SismTrasv.Impalcato	0	108.41	0	0	0	0	
	q5.1) VENTO Imp.carico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q3.a) Frenatura 1 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q3.b) Frenatura 2 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	0	0	-348.49	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	0	0	-57.42	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	0	0	-380.46	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	0	0	-172.14	0	0	0	
	q5.3) VENTO Imp.scarico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q6.4aL) EccentricitaImp.Long	0	0	0	0	0	457.25	
	q6.4aT) EccentricitaImp. Trasv	0	0	0	0	0	2174.08	
1164	g1) Impalcato Peso Proprio	0	0	-850.49	0	0	0	
	g2) Impalcato Permanente	0	0	-249.14	0	0	0	
	e.2) Ritiro+Fluage	0	0	-81	0	0	0	
	e.3U+) TemperaturaUnif+	19.21	0	-66	0	0	0	
	e.3U-) TemperaturaUnif-	-19.21	0	33	0	0	0	
	q6.1a) SismLong.Impalcato	108.41	0	0	0	0	0	
	q6.2a) SismTrasv.Impalcato	0	108.41	0	0	0	0	
	q5.1) VENTO Imp.carico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q3.a) Frenatura 1 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q3.b) Frenatura 2 P1	20.12	0	0	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	0	0	-450.34	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	0	0	-30.46	0	0	0	
	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	0	0	-480.11	0	0	0	
	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	0	0	-193.57	0	0	0	
	q5.3) VENTO Imp.scarico	0	32.28	-28	0	0	0	
	q6.4aL) EccentricitaImp.Long	0	0	0	0	0	457.25	
	q6.4aT) EccentricitaImp. Trasv	0	0	0	0	0	2174.08	

5.5.3 AZIONI RELATIVE ALLA PILA

5.5.3.1 Carichi permanenti relativi all'elevazione

I carichi strutturali relativi la pila vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

5.5.3.2 Azione del vento

Come per l'impalcato, l'azione del vento sulla pila è stata valutata in due direzioni principali: perpendicolare alla direzione dell'impalcato, perpendicolare alla direzione della pila.

Il valore assunto è pari a:

vento: $q_v = 2.50 \text{ kN/mq}$

5.5.3.3 Azioni relative alla platea di fondazione

I carichi strutturali relativi la fondazione vengono determinati automaticamente dal programma assumendo il peso specifico del materiale (c.c.a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$).

I carichi permanenti sono relative il terreno imbarcato, il cui valore corrisponde a:

terreno: $q_{c.a.} = 19.0 * 0.80 = 15.20 \text{ kN/mq}$

5.5.3.4 Azioni eccezionali – Urti

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0 \text{ m}$ dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi. Per il ponte in oggetto si deve fare riferimento al paragrafo § 3.6.3.4 (Urti da traffico ferroviario) del DM 2008.

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza. In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza degli elementi esposti dall'asse del binario; essendo $d_{\min} = 3.56 \text{ m}$ ($d \leq 5 \text{ m}$), si dovrà assumere:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

5.5.4 PALIFICATA DI FONDAZIONE

Come già specificato nel capitolo descrittivo del modello indicato nel capitolo 7.1.1, il palo è schematizzato come elementi immersi in suolo elastico alla Winkler: le caratteristiche del terreno inducono ad assumere una costante elastica pari a:

$$k_w = 0.03 \text{ N/mm}^3$$

Geometria Della Palificata

diametro pali = 120 cm

numero totale pali = 20

numero pali attivi longitudinalmente = 20

numero pali attivi trasversalmente = 20

interasse longitudinale = 3.6m

interasse trasversale = 3.6/3.8m

5.5.5 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate.

5.5.5.1 CASI DI CARICO

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments		
Case	LoadType	LoadName
Text	Text	Text
g1) Pila Peso Proprio	Load pattern	g1) Pila Peso Proprio
g2) Pila Terra Imbarcata	Load pattern	g2) Pila Terra Imbarcata
g2) Pila Permanente	Load pattern	g2) Pila Permanente
g1) Impalcato Peso Proprio	Load pattern	g1) Impalcato Peso Proprio
g2) Impalcato Permanente	Load pattern	g2) Impalcato Permanente
q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem	Load pattern	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Tandem
q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito	Load pattern	q1.a) Acc.1 P1 Imp. Distribuito
q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem	Load pattern	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Tandem
q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito	Load pattern	q1.b) Acc.2 P1 Imp. Distribuito
q1.a1) Folla 1 P1 Marc.Lato Acc.	Load pattern	q1.a1) Folla 1 P1 Marc.Lato Acc.
q1.a2) Folla 1 P1 Marc.Centro	Load pattern	q1.a2) Folla 1 P1 Marc.Centro
q1.a3) Folla 1 P1 Marc.Lato Opposto	Load pattern	q1.a3) Folla 1 P1 Marc.Lato Opposto
q1.b1) Folla 2 P1 Marc.Lato Acc.	Load pattern	q1.b1) Folla 2 P1 Marc.Lato Acc.
q1.b2) Folla 2 P1 Marc.Centro	Load pattern	q1.b2) Folla 2 P1 Marc.Centro
q1.b3) Folla 2 P1 Marc.Lato Opposto	Load pattern	q1.b3) Folla 2 P1 Marc.Lato Opposto
q3.a) Frenatura 1 P1	Load pattern	q3.a) Frenatura 1 P1
q3.b) Frenatura 2 P1	Load pattern	q3.b) Frenatura 2 P1
q4.a) Azione Centrifuga 1 P1	Load pattern	q4.a) Azione Centrifuga 1 P1
q4.b) Azione Centrifuga 2 P1	Load pattern	q4.b) Azione Centrifuga 2 P1
Q5.1) VENTO Imp.carico	Load pattern	q5.1) VENTO Imp.carico
	Load pattern	q5.5) VENTO Pila PerpImp
Q5.2) VENTO Perp.Pila Imp.carico	Load pattern	q5.2) VENTO Perp.Pila Imp.carico
	Load pattern	q5.6) VENTO Pila PerpPila
Q5.3) VENTO Imp.scarico	Load pattern	q5.3) VENTO Imp.scarico
	Load pattern	q5.5) VENTO Pila PerpImp
Q5.4) VENTO Perp.Pila Imp.scarico	Load pattern	q5.4) VENTO Perp.Pila Imp.scarico
	Load pattern	q5.6) VENTO Pila PerpPila
q5.5) VENTO Pila PerpImp	Load pattern	q5.5) VENTO Pila PerpImp
q5.6) VENTO Pila PerpPila	Load pattern	q5.6) VENTO Pila PerpPila
q5.7) Neve	Load pattern	q5.7) Neve
q6.1b) SismLong.Pila	Load pattern	q6.1b) SismLong.Pila
q6.2b) SismTrasv.Pila	Load pattern	q6.2b) SismTrasv.Pila
q6.3bL) SismVertLong.Pila	Load pattern	q6.3bL) SismVertLong.Pila
q6.3bT) SismVertTrasv.Pila	Load pattern	q6.3bT) SismVertTrasv.Pila
Q6.L) Sisma Long	Load pattern	q6.1a) SismLong.Impalcato
	Load pattern	q6.1b) SismLong.Pila
	Load pattern	q6.4aL) EccentricitaImp.Long
Q6.T) Sisma Trasv	Load pattern	q6.2a) SismTrasv.Impalcato
	Load pattern	q6.2b) SismTrasv.Pila
	Load pattern	q6.4aT) EccentricitaImp.Trasv
Q6.VL) Sisma VertLong	Load pattern	q6.3aL) SismVertLong.Impalcato
	Load pattern	q6.3bL) SismVertLong.Pila
Q6.VT) Sisma VertTrasv	Load pattern	q6.3aT) SismVertTrasv.Impalcato
	Load pattern	q6.3bT) SismVertTrasv.Pila
q7.1) Attrito Imp.Struttura	Load pattern	q7.1) Attrito Imp.Struttura

q7.2) Attrito Imp.Portati	Load pattern	q7.2) Attrito Imp.Portati
q9.1) Urti P1 Parallelo	Load pattern	q9.1) Urti P1 Parallelo
q9.2) Urti P1 Perpendicolare	Load pattern	q9.2) Urti P1 Perpendicolare
e.1) Presollecitazioni	Load pattern	e.1) Presollecitazioni
e.2) Ritiro+Fluage	Load pattern	e.2) Ritiro+Fluage
e.3U+) TemperaturaUnif+	Load pattern	e.3U+) TemperaturaUnif+
e.3U-) TemperaturaUnif-	Load pattern	e.3U-) TemperaturaUnif-
e.3G+) TemperaturaGrad+	Load pattern	e.3G+) TemperaturaGrad+
e.3G-) TemperaturaGrad-	Load pattern	e.3G-) TemperaturaGrad-

5.5.5.2 COMBINAZIONI DI CARICO

5.5.5.2.1 Stati limite ultimo

1A) Carichi elementari combinazione A1-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

CATEGORIA	DESCRIZIONE	A1	A2	A3	B1	B2	C1	C2	C3	F1	G1	H1	H2	D1	D2	L1	L2	L3	Y3	MD1	MD2	MD3	P1	P2	N1	N2	O1	O2	CATEGORIA																																																																																																							
																													III	IV																																																																																																						
I	Vento	P	1.00	1.50	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35																																																																																																					
																																III	IV																																																																																																			
																																II	gruppo Ia	P	1.00	1.50	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35																																																																					
																																																																III	IV																																																																			
																																																																III	gruppo 2a	P	1.00	1.50	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35																																				
																																																																																																	III	IV																																		
																																																																																																	IV	gruppo 2b	P	1.00	1.50	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		
																																																																																																																																			III	IV

5.5.5.2.2 Stati limite ultimo per geotecnica pali

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

CATEGORIA	DESCRIZIONE	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13	M14	M15	M16	M17	M18	M19	M20	M21	M22	M23	M24	M25	M26	M27	M28	M29	M30	M31	M32	M33	M34	M35	M36	M37	M38	M39	M40	M41	M42	M43	M44	M45	M46	M47	M48	M49	M50	M51	M52	M53	M54	M55	M56	M57	M58	M59	M60	M61	M62	M63	M64	M65	M66	M67	M68	M69	M70	M71	M72	M73	M74	M75	M76	M77	M78	M79	M80	M81	M82	M83	M84	M85	M86	M87	M88	M89	M90	M91	M92	M93	M94	M95	M96	M97	M98	M99	M100	M101	M102	M103	M104	M105	M106	M107	M108	M109	M110	M111	M112	M113	M114	M115	M116	M117	M118	M119	M120	M121	M122	M123	M124	M125	M126	M127	M128	M129	M130	M131	M132	M133	M134	M135	M136	M137	M138	M139	M140	M141	M142	M143	M144	M145	M146	M147	M148	M149	M150	M151	M152	M153	M154	M155	M156	M157	M158	M159	M160	M161	M162	M163	M164	M165	M166	M167	M168	M169	M170	M171	M172	M173	M174	M175	M176	M177	M178	M179	M180	M181	M182	M183	M184	M185	M186	M187	M188	M189	M190	M191	M192	M193	M194	M195	M196	M197	M198	M199	M200	M201	M202	M203	M204	M205	M206	M207	M208	M209	M210	M211	M212	M213	M214	M215	M216	M217	M218	M219	M220	M221	M222	M223	M224	M225	M226	M227	M228	M229	M230	M231	M232	M233	M234	M235	M236	M237	M238	M239	M240	M241	M242	M243	M244	M245	M246	M247	M248	M249	M250	M251	M252	M253	M254	M255	M256	M257	M258	M259	M260	M261	M262	M263	M264	M265	M266	M267	M268	M269	M270	M271	M272	M273	M274	M275	M276	M277	M278	M279	M280	M281	M282	M283	M284	M285	M286	M287	M288	M289	M290	M291	M292	M293	M294	M295	M296	M297	M298	M299	M300	M301	M302	M303	M304	M305	M306	M307	M308	M309	M310	M311	M312	M313	M314	M315	M316	M317	M318	M319	M320	M321	M322	M323	M324	M325	M326	M327	M328	M329	M330	M331	M332	M333	M334	M335	M336	M337	M338	M339	M340	M341	M342	M343	M344	M345	M346	M347	M348	M349	M350	M351	M352	M353	M354	M355	M356	M357	M358	M359	M360	M361	M362	M363	M364	M365	M366	M367	M368	M369	M370	M371	M372	M373	M374	M375	M376	M377	M378	M379	M380	M381	M382	M383	M384	M385	M386	M387	M388	M389	M390	M391	M392	M393	M394	M395	M396	M397	M398	M399	M400	M401	M402	M403	M404	M405	M406	M407	M408	M409	M410	M411	M412	M413	M414	M415	M416	M417	M418	M419	M420	M421	M422	M423	M424	M425	M426	M427	M428	M429	M430	M431	M432	M433	M434	M435	M436	M437	M438	M439	M440	M441	M442	M443	M444	M445	M446	M447	M448	M449	M450	M451	M452	M453	M454	M455	M456	M457	M458	M459	M460	M461	M462	M463	M464	M465	M466	M467	M468	M469	M470	M471	M472	M473	M474	M475	M476	M477	M478	M479	M480	M481	M482	M483	M484	M485	M486	M487	M488	M489	M490	M491	M492	M493	M494	M495	M496	M497	M498	M499	M500	M501	M502	M503	M504	M505	M506	M507	M508	M509	M510	M511	M512	M513	M514	M515	M516	M517	M518	M519	M520	M521	M522	M523	M524	M525	M526	M527	M528	M529	M530	M531	M532	M533	M534	M535	M536	M537	M538	M539	M540	M541	M542	M543	M544	M545	M546	M547	M548	M549	M550	M551	M552	M553	M554	M555	M556	M557	M558	M559	M560	M561	M562	M563	M564	M565	M566	M567	M568	M569	M570	M571	M572	M573	M574	M575	M576	M577	M578	M579	M580	M581	M582	M583	M584	M585	M586	M587	M588	M589	M590	M591	M592	M593	M594	M595	M596	M597	M598	M599	M600	M601	M602	M603	M604	M605	M606	M607	M608	M609	M610	M611	M612	M613	M614	M615	M616	M617	M618	M619	M620	M621	M622	M623	M624	M625	M626	M627	M628	M629	M630	M631	M632	M633	M634	M635	M636	M637	M638	M639	M640	M641	M642	M643	M644	M645	M646	M647	M648	M649	M650	M651	M652	M653	M654	M655	M656	M657	M658	M659	M660	M661	M662	M663	M664	M665	M666	M667	M668	M669	M670	M671	M672	M673	M674	M675	M676	M677	M678	M679	M680	M681	M682	M683	M684	M685	M686	M687	M688	M689	M690	M691	M692	M693	M694	M695	M696	M697	M698	M699	M700	M701	M702	M703	M704	M705	M706	M707	M708	M709	M710	M711	M712	M713	M714	M715	M716	M717	M718	M719	M720	M721	M722	M723	M724	M725	M726	M727	M728	M729	M730	M731	M732	M733	M734	M735	M736	M737	M738	M739	M740	M741	M742	M743	M744	M745	M746	M747	M748	M749	M750	M751	M752	M753	M754	M755	M756	M757	M758	M759	M760	M761	M762	M763	M764	M765	M766	M767	M768	M769	M770	M771	M772	M773	M774	M775	M776	M777	M778	M779	M780	M781	M782	M783	M784	M785	M786	M787	M788	M789	M790	M791	M792	M793	M794	M795	M796	M797	M798	M799	M800	M801	M802	M803	M804	M805	M806	M807	M808	M809	M810	M811	M812	M813	M814	M815	M816	M817	M818	M819	M820	M821	M822	M823	M824	M825	M826	M827	M828	M829	M830	M831	M832	M833	M834	M835	M836	M837	M838	M839	M840	M841	M842	M843	M844	M845	M846	M847	M848	M849	M850	M851	M852	M853	M854	M855	M856	M857	M858	M859	M860	M861	M862	M863	M864	M865	M866	M867	M868	M869	M870	M871	M872	M873	M874	M875	M876	M877	M878	M879	M880	M881	M882	M883	M884	M885	M886	M887	M888	M889	M890	M891	M892	M893	M894	M895	M896	M897	M898	M899	M900	M901	M902	M903	M904	M905	M906	M907	M908	M909	M910	M911	M912	M913	M914	M915	M916	M917	M918	M919	M920	M921	M922	M923	M924</
-----------	-------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	--------

5.5.5.2.4 Stati limite di esercizio: fessurazione

3) *SLE - Combinazione frequente* ($G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}^*Q_{k2} + \psi_{23}^*Q_{k3} +$)

4) *SLE - Quasi Permanente* ($G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}^*Q_{k2} + \psi_{23}^*Q_{k3} +$)

	AI = G1	AD = G2	AE = G3	AF = G4	AG = G5	AH = G6	AI = G7	AJ = G8	AK = G9	AL = G10	AM = G11	AN = G12	AO = G13	AP = G14	AQ = G15	AR = G16	AS = G17	AT = G18	AU = G19	AV = G20	AW = G21	AX = G22	AY = G23	AZ = G24	BA = G25	BB = G26	BC = G27	BD = G28	BE = G29	BF = G30	BG = G31	BH = G32	BI = G33	BJ = G34	BK = G35	BL = G36	BM = G37	BN = G38	BO = G39	BP = G40	BQ = G41	BR = G42	BS = G43	BT = G44	BU = G45	BV = G46	BW = G47	BX = G48	BY = G49	BZ = G50	CA = G51	CB = G52	CC = G53	CD = G54	CE = G55	CF = G56	CG = G57	CH = G58	CI = G59	CJ = G60	CK = G61	CL = G62	CM = G63	CN = G64	CO = G65	CP = G66	CQ = G67	CR = G68	CS = G69	CT = G70	CU = G71	CV = G72	CW = G73	CX = G74	CY = G75	CZ = G76	DA = G77	DB = G78	DC = G79	DD = G80	DE = G81	DF = G82	DG = G83	DH = G84	DI = G85	DJ = G86	DK = G87	DL = G88	DM = G89	DN = G90	DO = G91	DP = G92	DQ = G93	DR = G94	DS = G95	DT = G96	DU = G97	DV = G98	DW = G99	DX = G100	DY = G101	DZ = G102	EA = G103	EB = G104	EC = G105	ED = G106	EE = G107	EF = G108	EG = G109	EH = G110	EI = G111	EJ = G112	EK = G113	EL = G114	EM = G115	EN = G116	EO = G117	EP = G118	EQ = G119	ER = G120	ES = G121	ET = G122	EU = G123	EV = G124	EW = G125	EX = G126	EY = G127	EZ = G128	FA = G129	FB = G130	FC = G131	FD = G132	FE = G133	FF = G134	FG = G135	FH = G136	FI = G137	FJ = G138	FK = G139	FL = G140	FM = G141	FN = G142	FO = G143	FP = G144	FQ = G145	FR = G146	FS = G147	FT = G148	FU = G149	FV = G150	FW = G151	FX = G152	FY = G153	FZ = G154	GA = G155	GB = G156	GC = G157	GD = G158	GE = G159	GF = G160	GG = G161	GH = G162	GI = G163	GJ = G164	GK = G165	GL = G166	GM = G167	GN = G168	GO = G169	GP = G170	GQ = G171	GR = G172	GS = G173	GT = G174	GU = G175	GV = G176	GW = G177	GX = G178	GY = G179	GA = G180	GB = G181	GC = G182	GD = G183	GE = G184	GF = G185	GG = G186	GH = G187	GI = G188	GJ = G189	GK = G190	GL = G191	GM = G192	GN = G193	GO = G194	GP = G195	GQ = G196	GR = G197	GS = G198	GT = G199	GU = G200	GV = G201	GW = G202	GX = G203	GY = G204	GA = G205	GB = G206	GC = G207	GD = G208	GE = G209	GF = G210	GG = G211	GH = G212	GI = G213	GJ = G214	GK = G215	GL = G216	GM = G217	GN = G218	GO = G219	GP = G220	GQ = G221	GR = G222	GS = G223	GT = G224	GU = G225	GV = G226	GW = G227	GX = G228	GY = G229	GA = G230	GB = G231	GC = G232	GD = G233	GE = G234	GF = G235	GG = G236	GH = G237	GI = G238	GJ = G239	GK = G240	GL = G241	GM = G242	GN = G243	GO = G244	GP = G245	GQ = G246	GR = G247	GS = G248	GT = G249	GU = G250	GV = G251	GW = G252	GX = G253	GY = G254	GA = G255	GB = G256	GC = G257	GD = G258	GE = G259	GF = G260	GG = G261	GH = G262	GI = G263	GJ = G264	GK = G265	GL = G266	GM = G267	GN = G268	GO = G269	GP = G270	GQ = G271	GR = G272	GS = G273	GT = G274	GU = G275	GV = G276	GW = G277	GX = G278	GY = G279	GA = G280	GB = G281	GC = G282	GD = G283	GE = G284	GF = G285	GG = G286	GH = G287	GI = G288	GJ = G289	GK = G290	GL = G291	GM = G292	GN = G293	GO = G294	GP = G295	GQ = G296	GR = G297	GS = G298	GT = G299	GU = G300	GV = G301	GW = G302	GX = G303	GY = G304	GA = G305	GB = G306	GC = G307	GD = G308	GE = G309	GF = G310	GG = G311	GH = G312	GI = G313	GJ = G314	GK = G315	GL = G316	GM = G317	GN = G318	GO = G319	GP = G320	GQ = G321	GR = G322	GS = G323	GT = G324	GU = G325	GV = G326	GW = G327	GX = G328	GY = G329	GA = G330	GB = G331	GC = G332	GD = G333	GE = G334	GF = G335	GG = G336	GH = G337	GI = G338	GJ = G339	GK = G340	GL = G341	GM = G342	GN = G343	GO = G344	GP = G345	GQ = G346	GR = G347	GS = G348	GT = G349	GU = G350	GV = G351	GW = G352	GX = G353	GY = G354	GA = G355	GB = G356	GC = G357	GD = G358	GE = G359	GF = G360	GG = G361	GH = G362	GI = G363	GJ = G364	GK = G365	GL = G366	GM = G367	GN = G368	GO = G369	GP = G370	GQ = G371	GR = G372	GS = G373	GT = G374	GU = G375	GV = G376	GW = G377	GX = G378	GY = G379	GA = G380	GB = G381	GC = G382	GD = G383	GE = G384	GF = G385	GG = G386	GH = G387	GI = G388	GJ = G389	GK = G390	GL = G391	GM = G392	GN = G393	GO = G394	GP = G395	GQ = G396	GR = G397	GS = G398	GT = G399	GU = G400	GV = G401	GW = G402	GX = G403	GY = G404	GA = G405	GB = G406	GC = G407	GD = G408	GE = G409	GF = G410	GG = G411	GH = G412	GI = G413	GJ = G414	GK = G415	GL = G416	GM = G417	GN = G418	GO = G419	GP = G420	GQ = G421	GR = G422	GS = G423	GT = G424	GU = G425	GV = G426	GW = G427	GX = G428	GY = G429	GA = G430	GB = G431	GC = G432	GD = G433	GE = G434	GF = G435	GG = G436	GH = G437	GI = G438	GJ = G439	GK = G440	GL = G441	GM = G442	GN = G443	GO = G444	GP = G445	GQ = G446	GR = G447	GS = G448	GT = G449	GU = G450	GV = G451	GW = G452	GX = G453	GY = G454	GA = G455	GB = G456	GC = G457	GD = G458	GE = G459	GF = G460	GG = G461	GH = G462	GI = G463	GJ = G464	GK = G465	GL = G466	GM = G467	GN = G468	GO = G469	GP = G470	GQ = G471	GR = G472	GS = G473	GT = G474	GU = G475	GV = G476	GW = G477	GX = G478	GY = G479	GA = G480	GB = G481	GC = G482	GD = G483	GE = G484	GF = G485	GG = G486	GH = G487	GI = G488	GJ = G489	GK = G490	GL = G491	GM = G492	GN = G493	GO = G494	GP = G495	GQ = G496	GR = G497	GS = G498	GT = G499	GU = G500	GV = G501	GW = G502	GX = G503	GY = G504	GA = G505	GB = G506	GC = G507	GD = G508	GE = G509	GF = G510	GG = G511	GH = G512	GI = G513	GJ = G514	GK = G515	GL = G516	GM = G517	GN = G518	GO = G519	GP = G520	GQ = G521	GR = G522	GS = G523	GT = G524	GU = G525	GV = G526	GW = G527	GX = G528	GY = G529	GA = G530	GB = G531	GC = G532	GD = G533	GE = G534	GF = G535	GG = G536	GH = G537	GI = G538	GJ = G539	GK = G540	GL = G541	GM = G542	GN = G543	GO = G544	GP = G545	GQ = G546	GR = G547	GS = G548	GT = G549	GU = G550	GV = G551	GW = G552	GX = G553	GY = G554	GA = G555	GB = G556	GC = G557	GD = G558	GE = G559	GF = G560	GG = G561	GH = G562	GI = G563	GJ = G564	GK = G565	GL = G566	GM = G567	GN = G568	GO = G569	GP = G570	GQ = G571	GR = G572	GS = G573	GT = G574	GU = G575	GV = G576	GW = G577	GX = G578	GY = G579	GA = G580	GB = G581	GC = G582	GD = G583	GE = G584	GF = G585	GG = G586	GH = G587	GI = G588	GJ = G589	GK = G590	GL = G591	GM = G592	GN = G593	GO = G594	GP = G595	GQ = G596	GR = G597	GS = G598	GT = G599	GU = G600	GV = G601	GW = G602	GX = G603	GY = G604	GA = G605	GB = G606	GC = G607	GD = G608	GE = G609	GF = G610	GG = G611	GH = G612	GI = G613	GJ = G614	GK = G615	GL = G616	GM = G617	GN = G618	GO = G619	GP = G620	GQ = G621	GR = G622	GS = G623	GT = G624	GU = G625	GV = G626	GW = G627	GX = G628	GY = G629	GA = G630	GB = G631	GC = G632	GD = G633	GE = G634	GF = G635	GG = G636	GH = G637	GI = G638	GJ = G639	GK = G640	GL = G641	GM = G642	GN = G643	GO = G644	GP = G645	GQ = G646	GR = G647	GS = G648	GT = G649	GU = G650	GV = G651	GW = G652	GX = G653	GY = G654	GA = G655	GB = G656	GC = G657	GD = G658	GE = G659	GF = G660	GG = G661	GH = G662	GI = G663	GJ = G664	GK = G665	GL = G666	GM = G667	GN = G668	GO = G669	GP = G670	GQ = G671	GR = G672	GS = G673	GT = G674	GU = G675	GV = G676	GW = G677	GX = G678	GY = G679	GA = G680	GB = G681	GC = G682	GD = G683	GE = G684	GF = G685	GG = G686	GH = G687	GI = G688	GJ = G689	GK = G690	GL = G691	GM = G692	GN = G693	GO = G694	GP = G695	GQ = G696	GR = G697	GS = G698	GT = G699	GU = G700	GV = G701	GW = G702	GX = G703	GY = G704	GA = G705	GB = G706	GC = G707	GD = G708	GE = G709	GF = G710	GG = G711	GH = G712	GI = G713	GJ = G714	GK = G715	GL = G716	GM = G717	GN = G718	GO = G719	GP = G720	GQ = G721	GR = G722	GS = G723	GT = G724	GU = G725	GV = G726	GW = G727	GX = G728	GY = G729	GA = G730	GB = G731	GC = G732	GD = G733	GE = G734	GF = G735	GG = G736	GH = G737	GI = G738	GJ = G739	GK = G740	GL = G741	GM = G742	GN = G743	GO = G744	GP = G745	GQ = G746	GR = G747	GS = G748	GT = G749	GU = G750	GV = G751	GW = G752	GX = G753	GY = G754	GA = G755	GB = G756	GC = G757	GD = G758	GE = G759	GF = G760	GG = G761	GH = G762	GI = G763	GJ = G764	GK = G765	GL = G766	GM = G767	GN = G768	GO = G769	GP = G770	GQ = G771	GR = G772	GS = G773	GT = G774	GU = G775	GV = G776	GW = G777	GX = G778	GY = G779	GA = G780	GB = G781	GC = G782	GD = G783	GE = G784	GF = G785	GG = G786	GH = G787	GI = G788	GJ = G789	GK = G790	GL = G791	GM = G792	GN = G793	GO = G794	GP = G795	GQ = G796	GR = G7
--	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	------------

5.6 AZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

L'opera viene progettata ai sensi del DM 14.01.2008, inerente la nuova normativa e classificazione sismica del territorio nazionale; coerentemente con il contenuto del succitato DM le verifiche vengono condotte secondo il criterio semi-probabilistico agli stati limite.

Come anticipato nel capitolo 1.2.2, essendo le pile e le palle sede di dispositivi elastomerici, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.10.2), la sottostruttura deve mantenersi in campo elastico: a tal riguardo quindi, nel calcolo allo SLV, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Le azioni sismiche sono calcolate mediante analisi statica equivalente implementate su programma agli elementi finiti SAP2000 utilizzando gli spettri forniti dalla normativa agenti separatamente nelle tre direzioni principali (x, y, z), e successivamente combinati secondo quanto prescritto dalla normativa.

Al fine della verifica delle strutture di fondazione si considera la combinazione di carico con lo spettro elastico (fattore di struttura $q=1.0$); lo studio dei pali in condizioni sismiche, seguendo l'Approccio 1, prevede:

combinazione 1 (Struttura): $A1+M1+R1$

combinazione 2 (Geotecnica): $A2+M1+R2$

dove però i coefficienti γ_a di amplificazione dei carichi devono essere posti = 1; esiste quindi un'unica combinazione di carico.

Le masse che intervengono per la determinazione delle sollecitazioni sismiche sono:

fusto pila

fondazione pila

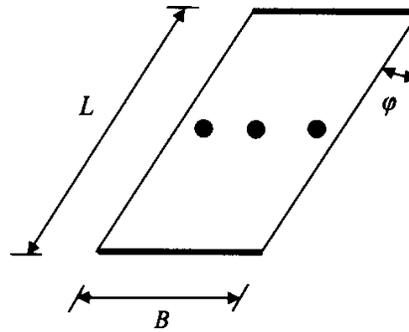
terreno imbarcato

pali

impalcato struttura

permanenti portati (cordoli, pavimentazione, barriere)

Quando l'impalcato abbia angolo di obliquità $\phi > 20^\circ$ (v. Fig. 7.9.1) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza B e lunghezza L, $B/L > 2,0$) particolare attenzione deve essere dedicata ai moti torsionali del ponte intorno all'asse verticale, in particolare evitando che la rigidità torsionale d'insieme del ponte sia affidata ad un'unica pila, nel caso di impalcati continui, o progettando gli apparecchi d'appoggio per resistere agli effetti torsionali, nel caso di impalcati semplicemente appoggiati.



In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 è riferita all'impalcato e può essere assunta pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

Eccentricità Longitudinale: $e_x = 0.03 * 17.51 = 0.53\text{m}$

Eccentricità Trasversale: $e_y = 0.03 * (28+28+28) = 2.52\text{m}$

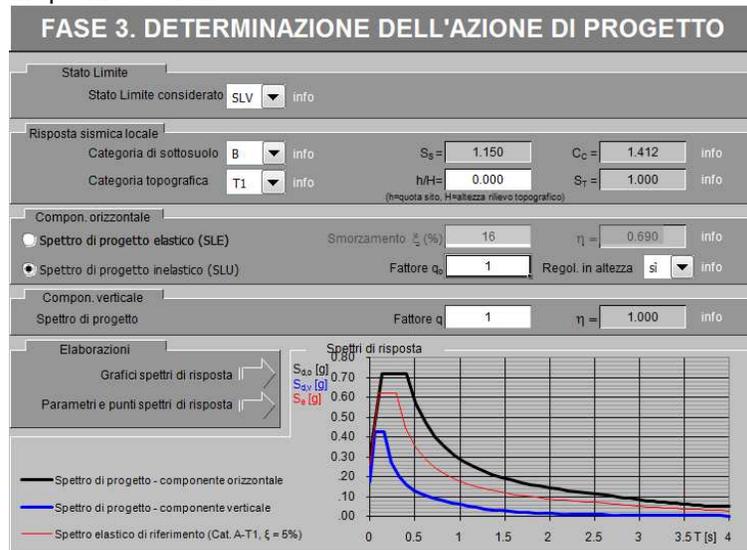
Si è individuato il carico trasmesso dall'impalcato agli appoggi (separatamente lato Trento e lato Modena), e si è applicato un momento torcente agli appoggi.

TRENTO/MODENA		
Ptot,t =	20705.51	kN
ex	0.53	
ey	2.52	
n.appoggi	4*6=	24
mTx =	457.25	kNm/app
mTy =	2174.08	kNm/app

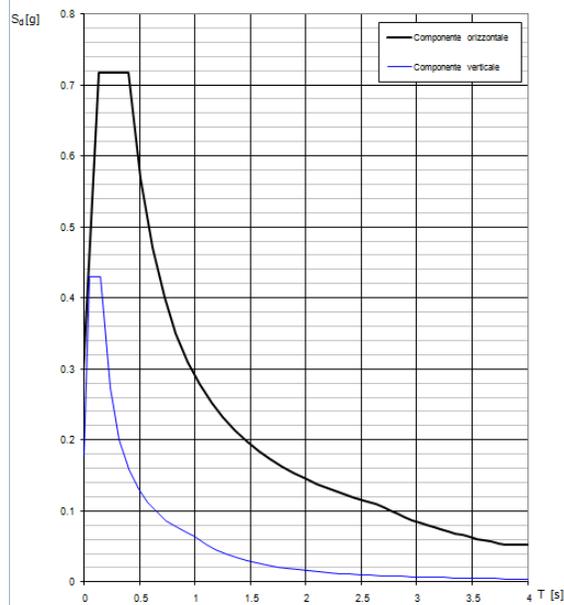
5.6.2 AZIONI SISMICHE

Si opera ai sensi del DM 14.01.2008. In base alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale il comune ricade

Le azioni sismiche di seguito riportate sono ottenute applicando lo spettro elastico della zona considerata, in specifico Verona.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



5.6.3 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, il suolo può essere inquadrato nella categoria di tipo “B”.

6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si specifica che nella presente relazione viene riportato il dimensionamento della sola Pila n.1, in quanto la Pila n.2 è analoga per geometria e condizioni di carico.

Le combinazioni di carico considerate sono quelle di stato limite di esercizio e di stato limite ultimo.

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (condizioni di esercizio, combinazione “rara”): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione “frequente” e “quasi permanente”): come indicato nel D.M.14.01.2008 si verifica l'ampiezza di apertura delle fessure con le limitazioni imposte dalle Istruzioni 44A della normativa ferroviaria.

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (condizione “Eccezionale”): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

6.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE FUSTO

6.1.1 NUMERAZIONE ELEMENTI FUSTO

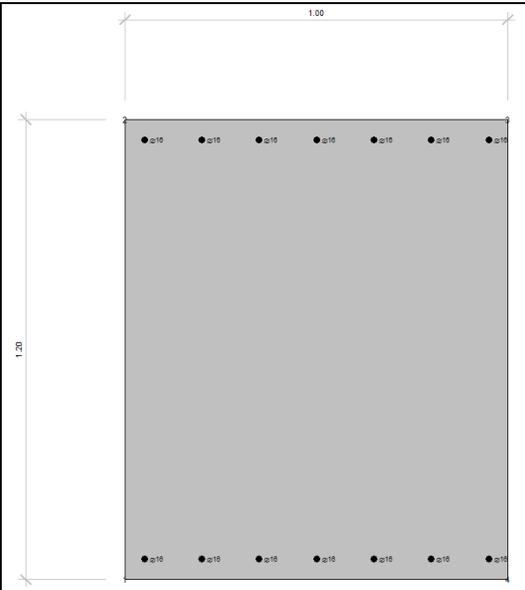
Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

723	733	520	521	522	523	524	525	526	527	528	529	530	793	803	533	534	535	536	537	538	539	843	844	845	846	847	848	849	850	851	852	853	854	855	856	857	858	859	860	861	862	863	864	865	866	867	868	869	870	871	872	873	874	875	876	877	878	879	880	881	882	883	884	885	886	887	888	889	890	891	892	893	894	895	896	897	898	899	900	901	902	903	904	905	906	907	908	909	910	911	912	913	914	915	916	917	918	919	920	921	922	923	924	925	926	927	928	929	930	931	932	933	934	935	936	937	938	939	940	941	942	943	944	945	946	947	948	949	950	951	952	953	954	955	956	957	958	959	960	961	962	963	964	965	966	967	968	969	970	971	972	973	974	975	976	977	978	979	980	981	982	983	984	985	986	987	988	989	990	991	992	993	994	995	996	997	998	999	1000	1001	1002	1003	1004	1005	1006	1007	1008	1009	1010	1011	1012	1013	1014	1015	1016	1017	1018	1019	1020	1021	1022	1023	1024	1025	1026	1027	1028	1029	1030	1031	1032	1033	1034	1035	1036	1037	1038	1039	1040	1041	1042	1043	1044	1045	1046	1047	1048	1049	1050	1051	1052	1053	1054	1055	1056	1057	1058	1059	1060	1061	1062	1063	1064	1065	1066	1067	1068	1069	1070	1071	1072	1073	1074	1075	1076	1077	1078	1079	1080	1081	1082	1083	1084	1085	1086	1087	1088	1089	1090	1091	1092	1093	1094	1095	1096	1097	1098	1099	1100	1101	1102	1103	1104	1105	1106	1107	1108	1109	1110	1111	1112	1113	1114	1115	1116	1117	1118	1119	1120	1121	1122	1123	1124	1125	1126	1127	1128	1129	1130	1131	1132	1133	1134	1135	1136	1137	1138	1139	1140	1141	1142	1143	1144	1145	1146	1147	1148	1149	1150	1151	1152	1153	1154	1155	1156	1157	1158	1159	1160	1161	1162	1163	1164	1165	1166	1167	1168	1169	1170	1171	1172	1173	1174	1175	1176	1177	1178	1179	1180	1181	1182	1183	1184	1185	1186	1187	1188	1189	1190	1191	1192	1193	1194	1195	1196	1197	1198	1199	1200	1201	1202	1203	1204	1205	1206	1207	1208	1209	1210	1211	1212	1213	1214	1215	1216	1217	1218	1219	1220	1221	1222	1223	1224	1225	1226	1227	1228	1229	1230	1231	1232	1233	1234	1235	1236	1237	1238	1239	1240	1241	1242	1243	1244	1245	1246	1247	1248	1249	1250	1251	1252	1253	1254	1255	1256	1257	1258	1259	1260	1261	1262	1263	1264	1265	1266	1267	1268	1269	1270	1271	1272	1273	1274	1275	1276	1277	1278	1279	1280	1281	1282	1283	1284	1285	1286	1287	1288	1289	1290	1291	1292	1293	1294	1295	1296	1297	1298	1299	1300	1301	1302	1303	1304	1305	1306	1307	1308	1309	1310	1311	1312	1313	1314	1315	1316	1317	1318	1319	1320	1321	1322	1323	1324	1325	1326	1327	1328	1329	1330	1331	1332	1333	1334	1335	1336	1337	1338	1339	1340	1341	1342	1343	1344	1345	1346	1347	1348	1349	1350	1351	1352	1353	1354	1355	1356	1357	1358	1359	1360	1361	1362	1363	1364	1365	1366	1367	1368	1369	1370	1371	1372	1373	1374	1375	1376	1377	1378	1379	1380	1381	1382	1383	1384	1385	1386	1387	1388	1389	1390	1391	1392	1393	1394	1395	1396	1397	1398	1399	1400	1401	1402	1403	1404	1405	1406	1407	1408	1409	1410	1411	1412	1413	1414	1415	1416	1417	1418	1419	1420	1421	1422	1423	1424	1425	1426	1427	1428	1429	1430	1431	1432	1433	1434	1435	1436	1437	1438	1439	1440	1441	1442	1443	1444	1445	1446	1447	1448	1449	1450	1451	1452	1453	1454	1455	1456	1457	1458	1459	1460	1461	1462	1463	1464	1465	1466	1467	1468	1469	1470	1471	1472	1473	1474	1475	1476	1477	1478	1479	1480	1481	1482	1483	1484	1485	1486	1487	1488	1489	1490	1491	1492	1493	1494	1495	1496	1497	1498	1499	1500	1501	1502	1503	1504	1505	1506	1507	1508	1509	1510	1511	1512	1513	1514	1515	1516	1517	1518	1519	1520	1521	1522	1523	1524	1525	1526	1527	1528	1529	1530	1531	1532	1533	1534	1535	1536	1537	1538	1539	1540	1541	1542	1543	1544	1545	1546	1547	1548	1549	1550	1551	1552	1553	1554	1555	1556	1557	1558	1559	1560	1561	1562	1563	1564	1565	1566	1567	1568	1569	1570	1571	1572	1573	1574	1575	1576	1577	1578	1579	1580	1581	1582	1583	1584	1585	1586	1587	1588	1589	1590	1591	1592	1593	1594	1595	1596	1597	1598	1599	1600	1601	1602	1603	1604	1605	1606	1607	1608	1609	1610	1611	1612	1613	1614	1615	1616	1617	1618	1619	1620	1621	1622	1623	1624	1625	1626	1627	1628	1629	1630	1631	1632	1633	1634	1635	1636	1637	1638	1639	1640	1641	1642	1643	1644	1645	1646	1647	1648	1649	1650	1651	1652	1653	1654	1655	1656	1657	1658	1659	1660	1661	1662	1663	1664	1665	1666	1667	1668	1669	1670	1671	1672	1673	1674	1675	1676	1677	1678	1679	1680	1681	1682	1683	1684	1685	1686	1687	1688	1689	1690	1691	1692	1693	1694	1695	1696	1697	1698	1699	1700	1701	1702	1703	1704	1705	1706	1707	1708	1709	1710	1711	1712	1713	1714	1715	1716	1717	1718	1719	1720	1721	1722	1723	1724	1725	1726	1727	1728	1729	1730	1731	1732	1733	1734	1735	1736	1737	1738	1739	1740	1741	1742	1743	1744	1745	1746	1747	1748	1749	1750	1751	1752	1753	1754	1755	1756	1757	1758	1759	1760	1761	1762	1763	1764	1765	1766	1767	1768	1769	1770	1771	1772	1773	1774	1775	1776	1777	1778	1779	1780	1781	1782	1783	1784	1785	1786	1787	1788	1789	1790	1791	1792	1793	1794	1795	1796	1797	1798	1799	1800	1801	1802	1803	1804	1805	1806	1807	1808	1809	1810	1811	1812	1813	1814	1815	1816	1817	1818	1819	1820	1821	1822	1823	1824	1825	1826	1827	1828	1829	1830	1831	1832	1833	1834	1835	1836	1837	1838	1839	1840	1841	1842	1843	1844	1845	1846	1847	1848	1849	1850	1851	1852	1853	1854	1855	1856	1857	1858	1859	1860	1861	1862	1863	1864	1865	1866	1867	1868	1869	1870	1871	1872	1873	1874	1875	1876	1877	1878	1879	1880	1881	1882	1883	1884	1885	1886	1887	1888	1889	1890	1891	1892	1893	1894	1895	1896	1897	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913	1914	1915	1916	1917	1918	1919	1920	1921	1922	1923	1924	1925	1926	1927	1928	1929	1930	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079	2080	2081	2082	2083	2084	2085	2086	2087	2088	2089	2090	2091	2092	2093	2094	2095	2096	2097	2098	2099	2100	2101	2102	2103	2104	2105	2106	2107	2108	2109	2110	2111	2112	2113	2114	2115	2116	2117	2118	2119	2120	2121	2122	2123	2124	2125	2126	2127	2128	2129	2130	2131	2132	2133	2134	2135	2136	2137	2138	2139	2140	2141	2142	2143	2144	2145	2146	2147	2148	2149	2150	2151	2152	2153	2154	2155	2156	2157	2158	2159	2160	2161	2162	2163	2164	2165	2166	2167	2168	2169	2170	2171	2172	2173	21
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	----

6.1.2 ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO

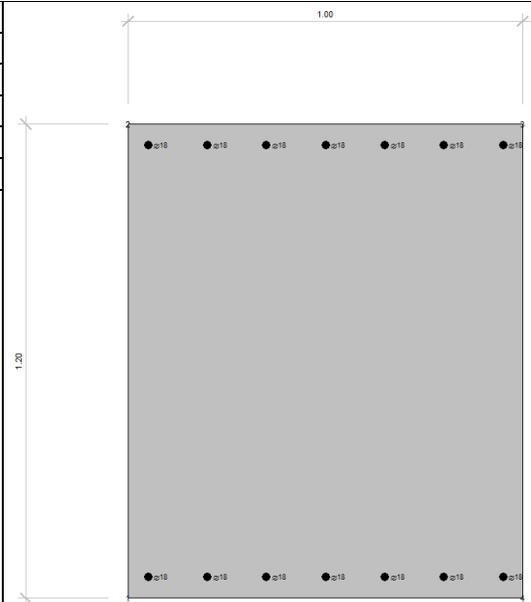
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale) da estradosso platea fino a 6m di altezza:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	120.0	
Armatura controterra (cm ²)	1Φ16/15 = 30.13	
Copriferro armatura contro terra c (cm)	5.20	
Armatura fuori terra (cm ²)	1Φ16/15 = 30.13	
Copriferro armatura fuori terra c' (cm)	5.20	



Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale) da 6m di altezza fino a sommità fusto:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	120.0	
Armatura controterra (cm ²)	1Φ18/15 = 30.13	
Copriferro armatura contro terra c (cm)	5.20	
Armatura fuori terra (cm ²)	1Φ18/15 = 30.13	
Copriferro armatura fuori terra c' (cm)	5.20	



Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	120.0	
Armatura controterra (cm ²)	1Φ24/15 = 30.13	
Copriferroarmatura contro terra c (cm)	7.60	
Armatura fuori terra (cm ²)	1Φ24/15 = 30.13	
Copriferro armatura fuoriterza c' (cm)	7.60	

6.1.3 VERIFICHE FUSTO

6.1.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da estradosso platea fino a 6m di altezza:

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23677	-0.0035 (sez)	1101	0.01 (arm)
Mx	-599	0.01 (arm)	599	0.01 (arm)
My	-488	0.01 (arm)	488	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max - Elem.806 - Comb.42.1-1A) III Vp+Aa+F+T+R 2	-153	0.00	0.00	46	0
2	M1min - Elem.757 - Comb.64.2-1A) III Vp-Ab+F-T-R 2	-99	0.00	0.00	-43	0
3	F1max Traz. - Elem.420 - Comb.17.1-1A) II Vi+Aa+T+R 1	71	0.00	0.00	0	0
4	F1max Comp. - Elem.725 - Comb.20.1-1A) II Vi-Aa+T+R 2	-476	0.00	0.00	6	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	82.0300	sezione
2	86.2743	sezione
3	15.4267	armatura
4	48.5729	sezione

6.1.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da 6m di altezza fino a sommità fusto:

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23970	-0.0035 (sez)	1394	0.01 (arm)
Mx	-758	0.01 (arm)	758	0.01 (arm)
My	-616	0.01 (arm)	616	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max - Elem.480 - Comb.51.3-1A) III Vi-Ab+F+T+ 1	-38	0.00	0.00	8	0
2	M1min - Elem.480 - Comb.38.2-1A) III Vi+Aa+F-T-R 2	-45	0.00	0.00	-10	0
3	F1max Traz. - Elem.718 - Comb.19.1-1A) II Vi-Aa+T+R 1	880	0.00	0.00	1	0
4	F1max Comp. - Elem.471 - Comb.24.1-1A) II Vp-Aa+T+R 2	-574	0.00	0.00	0	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	410.2868	sezione
2	340.2376	sezione
3	1.5818	armatura
4	41.7332	sezione

6.1.3.3 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione – Direzione 2 (verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-24941	-0.0035 (sez)	2365	0.01 (arm)
Mx	-1264	0.01 (arm)	1264	0.01 (arm)
My	-1033	0.01 (arm)	1033	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.324 - Comb.42.1-1A) III Vp+Aa+F+T+R 2	-1975	0.00	0.00	247	0
2	M2min - Elem.725 - Comb.64.2-1A) III Vp-Ab+F-T-R 2	-2057	0.00	0.00	-216	0
3	F2max Traz. - Elem.495 - Comb.19.1-1A) II Vi-Aa+T+R 1	152	0.00	0.00	3	0
4	F2max Comp. - Elem.706 - Comb.20.1-1A) II Vi-Aa+T+R 2	-2678	0.00	0.00	-10	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	9.8719	sezione
2	9.8473	sezione
3	15.0114	armatura
4	9.2444	sezione

6.1.3.4 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da estradosso platea fino a 6m di altezza:

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23677	-0.0035 (sez)	1101	0.01 (arm)
Mx	-599	0.01 (arm)	599	0.01 (arm)
My	-488	0.01 (arm)	488	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max - Elem.712 - Comb.4-6) II U	-5	0.00	0.00	294	0
2	M1min - Elem.712 - Comb.4-6) II U	4	0.00	0.00	-198	0
3	F1max Traz. - Elem.708 - Comb.2-6) I U	986	0.00	0.00	2	0
4	F1max Comp. - Elem.712 - Comb.1.1-6) II U+R	-5339	0.00	0.00	-2	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.0540	armatura
2	2.9937	armatura
3	1.1127	armatura
4	4.4330	sezione

6.1.3.5 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione – Direzione 1 (orizzontale) da 6m di altezza fino a sommità fusto:

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-23970	-0.0035 (sez)	1394	0.01 (arm)
Mx	-758	0.01 (arm)	758	0.01 (arm)
My	-616	0.01 (arm)	616	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max - Elem.475 - Comb.4-6) II U	-19	0.00	0.00	148	0
2	M1min - Elem.768 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-338	0.00	0.00	-3	0
3	F1max Traz. - Elem.718 - Comb.3.1-6) II I+U+R	352	0.00	0.00	10	0
4	F1max Comp. - Elem.480 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-411	0.00	0.00	-2	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	5.5044	armatura
2	69.9840	sezione
3	3.7675	armatura
4	57.8854	sezione

6.1.3.6 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione – Direzione 2 (verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-24941	-0.0035 (sez)	2365	0.01 (arm)
Mx	-1264	0.01 (arm)	1264	0.01 (arm)
My	-1033	0.01 (arm)	1033	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.706 - Comb.4-6) II U	-378	0.00	0.00	913	0
2	M2min - Elem.712 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-756	0.00	0.00	-984	0
3	F2max Traz. - Elem.708 - Comb.2-6) I U	582	0.00	0.00	0	0
4	F2max Comp. - Elem.712 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-3534	0.00	0.00	-3	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.7798	armatura
2	2.1296	sezione
3	4.0626	armatura
4	7.0459	sezione

6.1.3.7 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

DIREZIONE 1 – Orizzontale da estradosso platea fino a 6m di altezza:

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-102	0.00	0.00	30	0
2	-71	0.00	0.00	-32	0
3	51	0.00	0.00	0	0
4	-350	0.00	0.00	5	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-94	0.00	0.00	11	0
2	-60	0.00	0.00	-12	0
3	39	0.00	0.00	0	0
4	-298	0.00	0.00	6	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-85	0.00	0.00	8	0
2	-60	0.00	0.00	-9	0
3	29	0.00	0.00	3	0

4 -236 0.00 0.00 6 0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s\ max}$	$\sigma_{s\ min}$
1	M1max - Elem.806 - Comb.29.1-2) III Vp+Ab+F+T+R	-0.20	0.00	0.56	-2.90
2	M1min - Elem.757 - Comb.24.2-2) III Vp-Aa+F-T-R	-0.22	0.00	2.78	-3.07
3	F1max Traz. - Elem.420 - Comb.9.1-2) II Vi+Aa+T+R	1.21	0.00	18.15	18.15
4	F1max Comp. - Elem.725 - Comb.14.1-2) II Vi-Ab+T+R	-0.30	-0.26	-3.97	-4.48

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s\ max}$	$\sigma_{s\ min}$
1	M1max - Elem.806 - Comb.3.1-3) I Vp+I+T+R	-0.12	-0.03	-0.54	-1.72
2	M1min - Elem.757 - Comb.4.2-3) I Vp-I+T-R	-0.10	0.00	-0.07	-1.37
3	F1max Traz. - Elem.420 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	0.90	0.00	13.98	13.59
4	F1max Comp. - Elem.725 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-0.26	-0.22	-3.27	-3.92

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s\ max}$	$\sigma_{s\ min}$
1	M1max - Elem.807 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-0.10	-0.04	-0.60	-1.47
2	M1min - Elem.757 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-0.08	-0.01	-0.25	-1.21
3	F1max Traz. - Elem.828 - Comb.1.1-4) I I+T+R	0.56	0.00	11.96	8.58
4	F1max Comp. - Elem.725 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-0.21	-0.17	-2.56	-3.14

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**Combinazione frequente: M1max - Elem.806 - Comb.3.1-3) I Vp+I+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$$A_{c,eff} = 159347.23 \quad \rho_{eff} = 0.0088$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -1.72$$

$$\text{Copriferro} = 45.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000005 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s\ max} = 460.9538$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0023 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: M1min - Elem.757 - Comb.4.2-3) I Vp-I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$$A_{c,eff} = 159347.23 \quad \rho_{eff} = 0.0088$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -0.07$$

$$\text{Copriferro} = 45.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000000 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s\ max} = 460.9538$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0001 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: F1max Traz. - Elem.420 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R

Sezione tutta tesa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$$A_{c,ls,eff} = 159347.23 \quad \rho_{eff} = 0.0088$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 13.59$$

$$\text{Copriferro} = 45.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.9847 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000040 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 759.5038$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0302 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: F1max Comp. - Elem.725 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$$A_{c,ls,eff} = 159347.23 \quad \rho_{eff} = 0.0088$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -3.92$$

$$\text{Copriferro} = 45.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000011 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 460.9538$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0053 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: M1max - Elem.807 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$$A_{c,ls,eff} = 159347.23 \quad \rho_{eff} = 0.0088$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -1.47$$

$$\text{Copriferro} = 45.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000004 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 460.9538$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0020 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: M1min - Elem.757 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$$A_{c,ls,eff} = 159347.23 \quad \rho_{eff} = 0.0088$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -0.25$$

Copriferro = 45.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 16.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000001$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 460.9538$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0003$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: FImax Traz. - Elem.828 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta tesa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$A_{cls,eff} = 159347.23$ $\rho_{eff} = 0.0088$

Tensione baricentrica = 8.58

Copriferro = 45.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.8472$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 16.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000025$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 674.7758$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0169$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: FImax Comp. - Elem.725 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1407.43

$A_{cls,eff} = 159347.23$ $\rho_{eff} = 0.0088$

Tensione baricentrica = -3.14

Copriferro = 45.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 16.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000009$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 460.9538$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0042$ (< 0.2000)

DIREZIONE 1 – Orizzontale da 6m di altezza fino a sommità fusto:

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-37	0.00	0.00	6	0
2	-33	0.00	0.00	-7	0
3	646	0.00	0.00	0	0
4	-431	0.00	0.00	-2	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-22	0.00	0.00	2	0
2	-49	0.00	0.00	-3	0
3	520	0.00	0.00	0	0

4 -347 0.00 0.00 -1 0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb. N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-20	0.00	0.00	1 0
2	-50	0.00	0.00	-2 0
3	360	0.00	0.00	0 0
4	-261	0.00	0.00	0 0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb. Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1 M1max - Elem.480 - Comb.26.3-2) III Vi-Ab+F+T+	-0.05	-0.01	-0.14	-0.75
2 M1min - Elem.480 - Comb.19.2-2) III Vi+Aa+F-T-R	-0.05	0.00	-0.02	-0.77
3 F1max Traz. - Elem.718 - Comb.14.1-2) II Vi-Ab+T+R	12.08	0.00	181.54	181.23
4 F1max Comp. - Elem.471 - Comb.13.1-2) II Vi+Ab+T+R	-0.35	-0.34	-5.07	-5.24

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb. Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1 M1max - Elem.485 - Comb.2.3-3) I Vi-I+T+	-0.02	-0.01	-0.18	-0.33
2 M1min - Elem.768 - Comb.1.2-3) I Vi+I+T-R	-0.05	-0.03	-0.45	-0.73
3 F1max Traz. - Elem.718 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	9.73	0.00	145.93	145.93
4 F1max Comp. - Elem.471 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-0.28	-0.27	-4.10	-4.20

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb. Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1 M1max - Elem.485 - Comb.1.3-4) I I+T+	-0.02	-0.01	-0.20	-0.29
2 M1min - Elem.768 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-0.05	-0.03	-0.49	-0.70
3 F1max Traz. - Elem.718 - Comb.1.1-4) I I+T+R	6.74	0.00	101.05	101.05
4 F1max Comp. - Elem.480 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-0.21	-0.21	-3.11	-3.13

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente: M1max - Elem.485 - Comb.2.3-3) I Vi-I+T+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$$A_{c,ls,eff} = 59698.01 \quad \rho_{eff} = 0.0298$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -0.33$$

$$\text{Copriferro} = 44.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 18.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \epsilon_{sm} = -0.000001 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 252.1530$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0002 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: M1min - Elem.768 - Comb.1.2-3) I Vi+I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$$A_{c,ls,eff} = 59698.01 \quad \rho_{eff} = 0.0298$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -0.45$$

$$\text{Copriferro} = 44.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 18.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000001$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 252.1530$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0003$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: F1max Traz. - Elem.718 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

Sezione tutta tesa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$A_{cls,eff} = 59698.01$ $\rho_{eff} = 0.0298$

Tensione baricentrica = 145.93

Copri ferro = 44.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 1.0000$ $\varnothing_{equivalente} = 18.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000427$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 354.7060$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1515$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: F1max Comp. - Elem.471 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$A_{cls,eff} = 59698.01$ $\rho_{eff} = 0.0298$

Tensione baricentrica = -4.10

Copri ferro = 44.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 18.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000012$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 252.1530$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0030$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M1max - Elem.485 - Comb.1.3-4) I I+T+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$A_{cls,eff} = 59698.01$ $\rho_{eff} = 0.0298$

Tensione baricentrica = -0.29

Copri ferro = 44.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 18.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000001$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 252.1530$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0002$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M1min - Elem.768 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$$A_{cfs,eff} = 59698.01 \quad \rho_{eff} = 0.0298$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -0.49$$

$$\text{Copriferro} = 44.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 18.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000001 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 252.1530$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0004 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: F1max Traz. - Elem.718 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta tesa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$$A_{cfs,eff} = 59698.01 \quad \rho_{eff} = 0.0298$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 101.05$$

$$\text{Copriferro} = 44.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 1.0000 \quad \varnothing_{equivalente} = 18.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000296 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 354.7060$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1049 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: F1max Comp. - Elem.480 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1781.28

$$A_{cfs,eff} = 59698.01 \quad \rho_{eff} = 0.0298$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -3.13$$

$$\text{Copriferro} = 44.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 18.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000009 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 252.1530$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0023 \quad (<0.2000)$$

DIREZIONE 2 - Verticale

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-646	0.00	0.00	976	0
2	-118	0.00	0.00	-161	0
3	325	0.00	0.00	118	0
4	-988	0.00	0.00	894	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb. N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-584	0.00	0.00	857 0
2	-95	0.00	0.00	-147 0
3	271	0.00	0.00	94 0
4	-902	0.00	0.00	787 0

Sollecitazioni di progetto - q.permanente

Comb. N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-644	0.00	0.00	959 0
2	-506	0.00	0.00	775 0
3	-89	0.00	0.00	-143 0
4	203	0.00	0.00	51 0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.4381 - Comb.9b-2) IIa.1 V-A+	-1.99	0.00	59.93	-27.91
2	M2min - Elem.5142 - Comb.15b-2) IID.1 V-A+	-0.32	0.00	8.70	-4.57
3	F2max Traz. - Elem.5141 - Comb.8a-2) IIa.1 V+A+	2.26	0.00	68.89	34.63
4	F2max Comp. - Elem.4361 - Comb.9b-2) IIa.1 V-A+	-1.64	0.00	21.63	-23.57

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.4381 - Comb.8b-3) IIa.1 A+	-1.74	0.00	50.83	-24.45
2	M2min - Elem.5142 - Comb.11-3) IID.1 A+	-0.30	0.00	9.24	-4.21
3	F2max Traz. - Elem.5141 - Comb.8a-3) IIa.1 A+	1.93	0.00	56.71	29.62
4	F2max Comp. - Elem.4361 - Comb.8b-3) IIa.1 A+	-1.43	0.00	17.41	-20.65

Verifiche alle tensioni - q.permanente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.4271 - Comb.1-4) Ic.1 A+	-1.96	0.00	57.90	-27.40
2	M2max - Elem.4381 - Comb.1-4) Ic.1 A+	-1.59	0.00	48.38	-22.18
3	M2min - Elem.5142 - Comb.2-4) Id.1 A+	-0.29	0.00	9.38	-4.10
4	F2max Traz. - Elem.5141 - Comb.1-4) Ic.1 A+	1.63	0.00	39.67	24.82

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**Combinazione frequente: M2max - Elem.4381 - Comb.8b-3) IIa.1 A+**

asse neutro: da $x=-500.00$ $y=764.54$ a $x=500.00$ $y=764.54$

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$$A_{c,ls,eff} = 175000.00 \quad \rho_{eff} = 0.0180$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 50.83$$

$$\text{Copriferro} = 40.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 33642.78$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 3.10$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \epsilon_{sm} = 0.000149 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 325.3944$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0484 \quad (< 0.2000)$$

Combinazione frequente: M2min - Elem.5142 - Comb.11-3) IID.1 A+

asse neutro: da $x=-500.00$ $y=1561.57$ a $x=500.00$ $y=1561.57$

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$$A_{c,ls,eff} = 175000.00 \quad \rho_{eff} = 0.0180$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 9.24$$

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000027$ Distanza fessure $\Delta_{s\max} = 325.3944$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0088$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: F2max Traz. - Elem.5141 - Comb.8a-3) IIa.1 A+

Sezione tutta tesa

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$A_{cls,eff} = 175000.00$ $\rho_{eff} = 0.0180$

Tensione baricentrica = 29.62

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.7530$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000087$ Distanza fessure $\Delta_{s\max} = 421.2285$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0365$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: F2max Comp. - Elem.4361 - Comb.8b-3) IIa.1 A+

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 1243.53$ a $x = 500.00$ $y = 1243.53$

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$A_{cls,eff} = 175000.00$ $\rho_{eff} = 0.0180$

Tensione baricentrica = 17.41

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000051$ Distanza fessure $\Delta_{s\max} = 325.3944$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0166$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2max - Elem.4271 - Comb.1-4) Ic.1 A+

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 756.60$ a $x = 500.00$ $y = 756.60$

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$A_{cls,eff} = 175000.00$ $\rho_{eff} = 0.0180$

Tensione baricentrica = 57.90

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000169$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 325.3944$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0551$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2max - Elem.4381 - Comb.1-4) Ic.1 A+

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 741.60$ a $x = 500.00$ $y = 741.60$

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$A_{cls,eff} = 175000.00$ $\rho_{eff} = 0.0180$

Tensione baricentrica = 48.38

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000142$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 325.3944$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0461$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2min - Elem.5142 - Comb.2-4) Id.1 A+

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 1580.95$ a $x = 500.00$ $y = 1580.95$

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$A_{cls,eff} = 175000.00$ $\rho_{eff} = 0.0180$

Tensione baricentrica = 9.38

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000027$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 325.3944$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0089$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: F2max Traz. - Elem.5141 - Comb.1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta tesa

Armature efficaci: Area totale = 3141.59

$A_{cls,eff} = 175000.00$ $\rho_{eff} = 0.0180$

Tensione baricentrica = 24.82

Copriferro = 40.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.8060$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000073$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 441.3141$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0321$ (< 0.2000)

6.1.3.8 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1 da estradosso platea fino a 6m di altezza:

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-61	0.00	0.00	286	0
2	-69	0.00	0.00	-287	0
3	38	0.00	0.00	-90	0
4	-300	0.00	0.00	-72	0

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1 da estradosso platea fino a 6m di altezza:

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M1max - Elem.747 - Comb.17.3-5A) c.1 M1+T+ Y+++	-2.48	0.00	167.00	-27.18
2	M1min - Elem.747 - Comb.26.2-5A) c.1 M1+T-R Y--+	-2.49	0.00	165.54	-27.47
3	F1max Traz. - Elem.828 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-0.72	0.00	72.36	-6.78
4	F1max Comp. - Elem.725 - Comb.10.1-5A) c.1 M1+T+R X--+	-0.52	0.00	0.20	-7.42

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1 da 6m di altezza fino a sommità fusto:

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-260	0.00	0.00	430	0
2	-211	0.00	0.00	-432	0
3	415	0.00	0.00	-293	0
4	-294	0.00	0.00	-110	0

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1 da 6m di altezza fino a sommità fusto:

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M1max - Elem.471 - Comb.17.4-5A) c.1 M1+T- Y+++	-3.38	0.00	157.86	-40.43
2	M1min - Elem.471 - Comb.26.1-5A) c.1 M1+T+R Y--+	-3.38	0.00	170.59	-39.92
3	F1max Traz. - Elem.718 - Comb.26.1-5A) c.1 M1+T+R Y--+	-1.30	0.00	267.07	-5.51
4	F1max Comp. - Elem.480 - Comb.26.1-5A) c.1 M1+T+R Y--+	-0.72	0.00	4.77	-10.01

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2 :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1277	0.00	0.00	1093	0
2	-969	0.00	0.00	-1068	0
3	94	0.00	0.00	174	0
4	-1591	0.00	0.00	-469	0

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.324 - Comb.25.1-5A) c.1 M1+T+R Y--+	-6.93	0.00	165.41	-87.33
2	M2min - Elem.324 - Comb.18.4-5A) c.1 M1+T- Y++	-6.81	0.00	197.13	-83.56
3	F2max Traz. - Elem.495 - Comb.26.1-5A) c.1 M1+T+R Y--+	-0.94	0.00	69.73	-8.92
4	F2max Comp. - Elem.706 - Comb.26.1-5A) c.1 M1+T+R Y--+	-2.96	0.00	5.64	-41.28

6.1.4 VERIFICA A TAGLIO FUSTO

La massima sollecitazione a taglio per il fusto è stata individuata in condizione statiche (combinazione eccezionale) ed è pari a $T=813\text{kN}$.

L'entità di tale sollecitazione richiede un'apposita armatura a taglio dei risvolti tramite spille: $\phi 12$ a passo 30cm in senso verticale e orizzontale (circa in numero di $10/\text{m}^2$).

La verifica porge:

V_{rd} = 1118.73 kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed} = 813.00 kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd} = 1118.73 kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd} = 3281.14 kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed} = 0.00 kN	Valore di calcolo dello sforzo normale

sezione verificata a taglio

θ	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	112.40	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	12	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	565.2	mm ²	Area armatura trasversale
		5	cm	n°braccia staffe
s	=	50	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

6.2 SOLLECITAZIONI EVERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

6.2.1 NUMERAZIONE ELEMENTI PLATEA DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi shell individuati nel programma di calcolo.

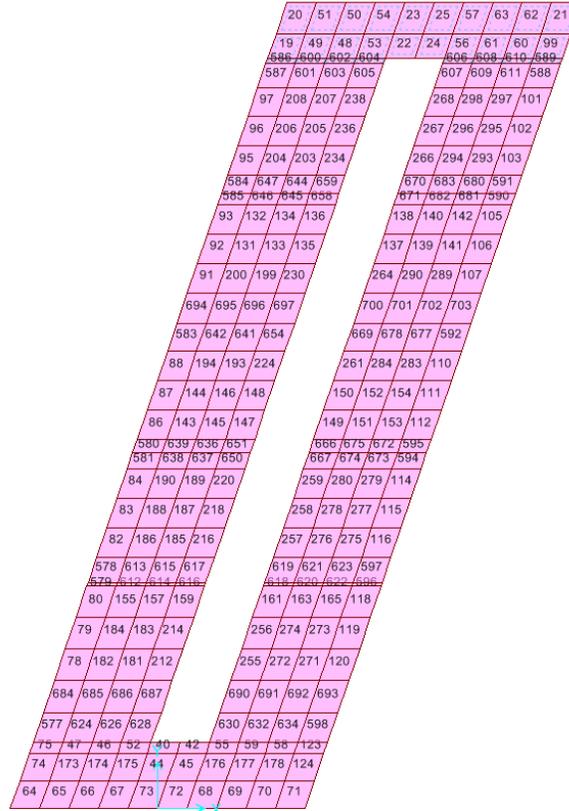
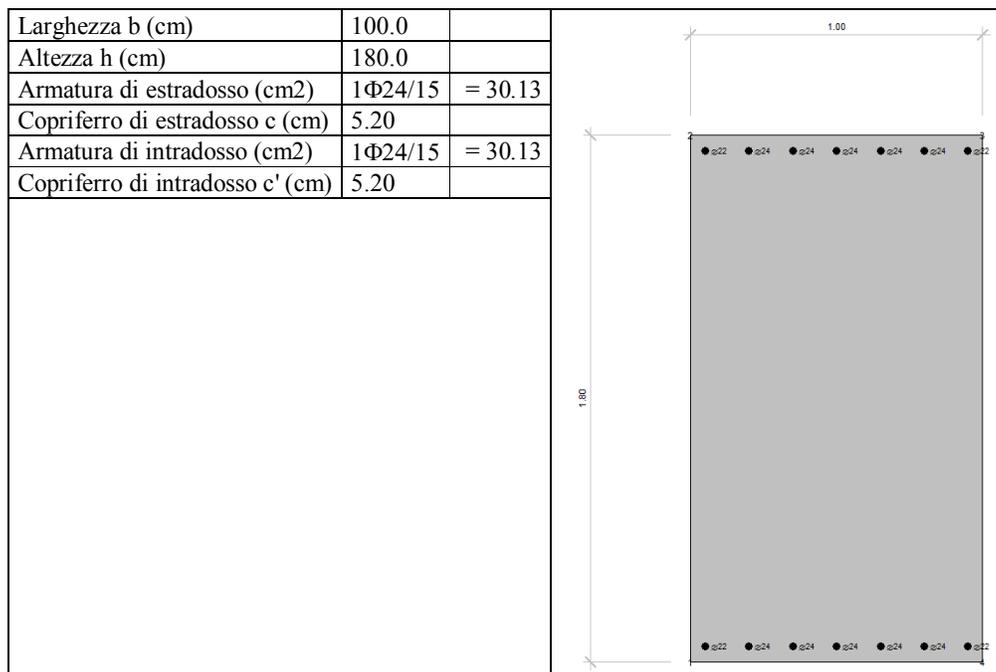


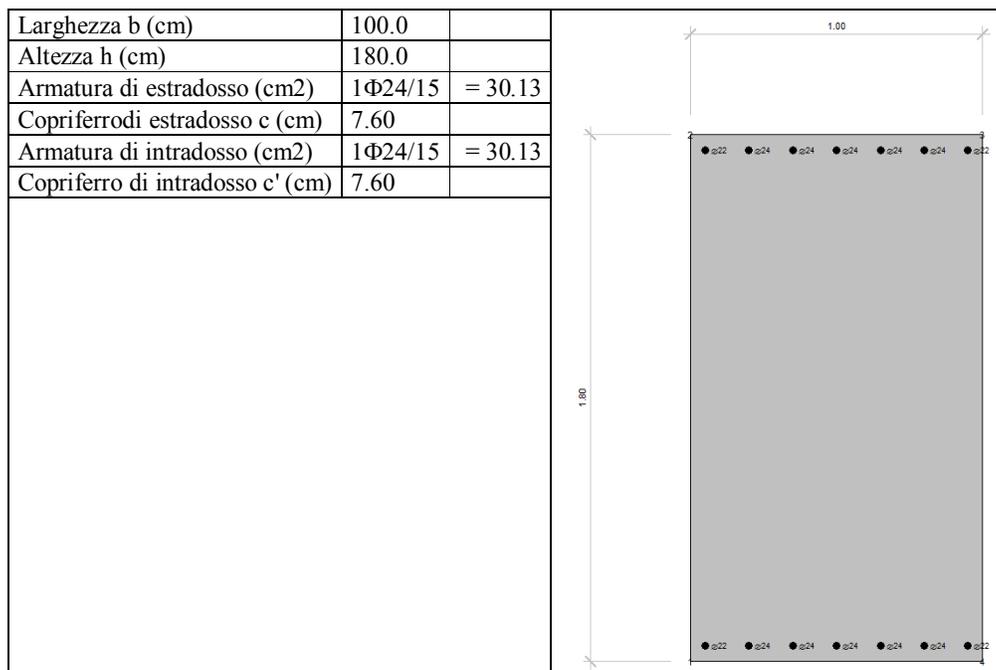
Figura 6.2 Fondazione

6.2.2 ARMATURA ADOTTATA PER LA PLATEA DI FONDAZIONE

Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura di base - Direzione 1 (longitudinale al ponte):



Caratteristiche geometriche della sezione – Armatura di base - Direzione 2 (trasversale al ponte):



6.2.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione - Direzione 1 (longitudinale al ponte)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-27763	-0.0035 (sez)	2365	0.01 (arm)
Mx	-1968	0.01 (arm)	1968	0.01 (arm)
My	-1035	0.01 (arm)	1035	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max - Elem.620 - Comb.58.1-1A) III Vp+Ab+F+T+R 2	-56	0.00	0.00	812	0
2	M1min - Elem.24 - Comb.18.1-1A) II Vi+Aa+T+R 2	-93	0.00	0.00	-1540	0
3	F1max Traz. - Elem.23 - Comb.18.1-1A) II Vi+Aa+T+R 2	337	0.00	0.00	-1058	0
4	F1max Comp. - Elem.40 - Comb.20.1-1A) II Vi-Aa+T+R 2	-184	0.00	0.00	-1184	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.5689	armatura
2	1.3450	armatura
3	1.4745	armatura
4	1.9062	armatura

6.2.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per Presso-Flessione - Direzione 2 (trasversale al ponte)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-27763	-0.0035 (sez)	2365	0.01 (arm)
Mx	-1943	0.01 (arm)	1943	0.01 (arm)
My	-1035	0.01 (arm)	1035	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.602 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	18	0.00	0.00	882	0
2	M2min - Elem.212 - Comb.24.2-1A) II Vp-Aa+T-R 2	119	0.00	0.00	-669	0
3	F2max Traz. - Elem.622 - Comb.50.1-1A) III Vi+Ab+F+T+R 2	238	0.00	0.00	573	0
4	F2max Comp. - Elem.40 - Comb.20.1-1A) II Vi-Aa+T+R 2	-470	0.00	0.00	-508	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.1683	armatura
2	2.5381	armatura
3	2.5340	armatura
4	11.1469	sezione

6.2.2.3 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione - Direzione 1 (longitudinale al ponte)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-27763	-0.0035 (sez)	2365	0.01 (arm)
Mx	-1968	0.01 (arm)	1968	0.01 (arm)
My	-1035	0.01 (arm)	1035	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max - Elem.602 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-8	0.00	0.00	820	0
2	M1min - Elem.24 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-55	0.00	0.00	-946	0
3	F1max Traz. - Elem.23 - Comb.4-6) II U	547	0.00	0.00	-409	0
4	F1max Comp. - Elem.40 - Comb.4-6) II U	-479	0.00	0.00	684	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.4192	armatura
2	2.1860	armatura
3	2.2945	armatura
4	6.1189	armatura

6.2.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per Presso-Flessione - Direzione 2 (trasversale al ponte)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-27763	-0.0035 (sez)	2365	0.01 (arm)
Mx	-1943	0.01 (arm)	1943	0.01 (arm)
My	-1035	0.01 (arm)	1035	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.608 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-605	0.00	0.00	1673	0
2	M2min - Elem.614 - Comb.2-6) I U	626	0.00	0.00	-956	0
3	F2max Traz. - Elem.614 - Comb.1.1-6) I I+U+R	658	0.00	0.00	-841	0
4	F2max Comp. - Elem.608 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-605	0.00	0.00	1673	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.6478	armatura
2	1.3253	armatura
3	1.4106	armatura
4	1.6478	armatura

6.2.2.5 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione

DIREZIONE 1 – Orizzontale

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-24	0.00	0.00	642	0
2	-68	0.00	0.00	-1132	0
3	247	0.00	0.00	-778	0
4	-136	0.00	0.00	-866	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	3	0.00	0.00	542	0
2	-48	0.00	0.00	-750	0
3	210	0.00	0.00	-668	0
4	-115	0.00	0.00	-732	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	2	0.00	0.00	471	0
2	-40	0.00	0.00	-789	0
3	176	0.00	0.00	-550	0
4	-92	0.00	0.00	-591	0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M1max - Elem.602 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-1.97	0.00	125.14	-24.79
2	M1min - Elem.24 - Comb.9.1-2) II Vi+Aa+T+R	-3.48	0.00	216.78	-44.04
3	F1max Traz. - Elem.23 - Comb.9.1-2) II Vi+Aa+T+R	-2.14	0.00	194.35	-25.18
4	F1max Comp. - Elem.40 - Comb.14.1-2) II Vi-Ab+T+R	-2.70	0.00	153.30	-34.69

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M1max - Elem.602 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.64	0.00	109.17	-20.60
2	M1min - Elem.24 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	-2.31	0.00	143.18	-29.22
3	F1max Traz. - Elem.23 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	-1.84	0.00	166.54	-21.67
4	F1max Comp. - Elem.40 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-2.29	0.00	129.58	-29.32

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M1max - Elem.602 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.43	0.00	94.78	-17.91
2	M1min - Elem.24 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-2.42	0.00	152.21	-30.60
3	F1max Traz. - Elem.23 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.51	0.00	137.61	-17.77
4	F1max Comp. - Elem.40 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.85	0.00	104.74	-23.67

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente: M1max - Elem.602 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R

asse neutro: da x=-500.00 y=321.94 a x=500.00 y=321.94

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cs,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 109.17$$

$$\text{Copriferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \emptyset_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000320 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 384.2269$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1228 \quad (< 0.2000)$$

Combinazione frequente: M1min - Elem.24 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R

asse neutro: da x=-500.00 y=1459.89 a x=500.00 y=1459.89

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cs,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 143.18$$

$$\text{Copriferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \emptyset_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000419 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 384.2269$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1610 \quad (< 0.2000)$$

Combinazione frequente: F1max Traz. - Elem.23 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R

asse neutro: da x=-500.00 y=1551.97 a x=500.00 y=1551.97

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cs,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 166.54$$

$$\text{Copriferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \emptyset_{equivalente} = 23.46$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000487$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 384.2269$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1873$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: F1max Comp. - Elem.40 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 1434.38$ a $x = 500.00$ $y = 1434.38$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$A_{cls,eff} = 185500.00$ $\rho_{eff} = 0.0163$

Tensione baricentrica = 129.58

Copriferro = 41.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 23.46$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000379$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 384.2269$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1457$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M1max - Elem.602 - Comb.1.2-4) I I+T-R

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 322.27$ a $x = 500.00$ $y = 322.27$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$A_{cls,eff} = 185500.00$ $\rho_{eff} = 0.0163$

Tensione baricentrica = 94.78

Copriferro = 41.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 23.46$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000277$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 384.2269$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1066$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M1min - Elem.24 - Comb.1.1-4) I I+T+R

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 1463.42$ a $x = 500.00$ $y = 1463.42$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$A_{cls,eff} = 185500.00$ $\rho_{eff} = 0.0163$

Tensione baricentrica = 152.21

Copriferro = 41.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 23.46$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000445$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 384.2269$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1712$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: F1max Traz. - Elem.23 - Comb.1.1-4) I I+T+R

asse neutro: da $x=-500.00$ $y=1553.24$ a $x=500.00$ $y=1553.24$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cs,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 137.61$$

$$\text{Copri ferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000403$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 384.2269$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1548$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: F1max Comp. - Elem.40 - Comb.1.1-4) I I+T+R

asse neutro: da $x=-500.00$ $y=1434.78$ a $x=500.00$ $y=1434.78$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{cs,eff} = 185500.00 \quad \rho_{eff} = 0.0163$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 104.74$$

$$\text{Copri ferro} = 41.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000307$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 384.2269$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1178$ (< 0.2000)

DIREZIONE 2 – Verticale

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	41	0.00	0.00	649	0
2	87	0.00	0.00	-490	0
3	176	0.00	0.00	382	0
4	-345	0.00	0.00	-373	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	34	0.00	0.00	559	0
2	73	0.00	0.00	-418	0
3	139	0.00	0.00	-202	0
4	-291	0.00	0.00	-317	0

Sollecitazioni di progetto - q.permanente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	28	0.00	0.00	488	0
2	59	0.00	0.00	-341	0
3	117	0.00	0.00	-171	0
4	-234	0.00	0.00	-250	0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.602 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-1.99	0.00	138.19	-23.09
2	M2min - Elem.212 - Comb.16.2-2) II Vp-Ab+T-R	-1.46	0.00	113.11	-16.44
3	F2max Traz. - Elem.622 - Comb.37.1-2) IV Vi+Ab+C+T+R	-1.02	0.00	105.28	-10.38
4	F2max Comp. - Elem.40 - Comb.14.1-2) II Vi-Ab+T+R	-1.17	0.00	28.68	-15.68

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.602 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.72	0.00	118.76	-19.89
2	M2min - Elem.212 - Comb.10.2-3) II Ab+T-R	-1.25	0.00	96.23	-14.07
3	F2max Traz. - Elem.257 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-0.46	0.00	63.06	-4.07
4	F2max Comp. - Elem.40 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-0.99	0.00	24.57	-13.32

Verifiche alle tensioni - q.permanente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.602 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.50	0.00	103.56	-17.42
2	M2min - Elem.212 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.02	0.00	78.45	-11.49
3	F2max Traz. - Elem.257 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-0.39	0.00	53.43	-3.49
4	F2max Comp. - Elem.40 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-0.78	0.00	18.96	-10.52

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**Combinazione frequente: M2max - Elem.602 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R**

asse neutro: da x=-500.00 y=308.16 a x=500.00 y=308.16

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{c,eff} = 228444.64 \quad \rho_{eff} = 0.0132$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 118.76$$

$$\text{Copriferro} = 58.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000348 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 498.7061$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1733 \quad (< 0.2000)$$

Combinazione frequente: M2min - Elem.212 - Comb.10.2-3) II Ab+T-R

asse neutro: da x=-500.00 y=1518.26 a x=500.00 y=1518.26

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{c,eff} = 228444.64 \quad \rho_{eff} = 0.0132$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 96.23$$

$$\text{Copriferro} = 58.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000282 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 498.7061$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1405 \quad (< 0.2000)$$

Combinazione frequente: F2max Traz. - Elem.257 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

asse neutro: da x=-500.00 y=1629.31 a x=500.00 y=1629.31

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$$A_{c,ls,eff} = 228444.64 \quad \rho_{eff} = 0.0132$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 63.06$$

$$\text{Copriferro} = 58.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000185 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 498.7061$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0920 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: F2max Comp. - Elem.40 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

$$\text{asse neutro: da } x = -500.00 \quad y = 1146.53 \quad \text{a } x = 500.00 \quad y = 1146.53$$

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 3022.21$$

$$A_{c,ls,eff} = 228444.64 \quad \rho_{eff} = 0.0132$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 24.57$$

$$\text{Copriferro} = 58.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000072 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 498.7061$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0359 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: M2max - Elem.602 - Comb.1.2-4) I I+T-R

$$\text{asse neutro: da } x = -500.00 \quad y = 308.99 \quad \text{a } x = 500.00 \quad y = 308.99$$

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 3022.21$$

$$A_{c,ls,eff} = 228444.64 \quad \rho_{eff} = 0.0132$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 103.56$$

$$\text{Copriferro} = 58.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000303 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 498.7061$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1512 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: M2min - Elem.212 - Comb.1.2-4) I I+T-R

$$\text{asse neutro: da } x = -500.00 \quad y = 1517.95 \quad \text{a } x = 500.00 \quad y = 1517.95$$

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 3022.21$$

$$A_{c,ls,eff} = 228444.64 \quad \rho_{eff} = 0.0132$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 78.45$$

$$\text{Copriferro} = 58.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 23.46$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000230$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 498.7061$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1145$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: F2max Traz. - Elem.257 - Comb.1.1-4) I I+T+R

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 1628.21$ a $x = 500.00$ $y = 1628.21$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$A_{cls,eff} = 228444.64$ $\rho_{eff} = 0.0132$

Tensione baricentrica = 53.43

Copriferro = 58.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 23.46$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000156$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 498.7061$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0780$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: F2max Comp. - Elem.40 - Comb.1.1-4) I I+T+R

asse neutro: da $x = -500.00$ $y = 1137.76$ a $x = 500.00$ $y = 1137.76$

Armature efficaci: Area totale = 3022.21

$A_{cls,eff} = 228444.64$ $\rho_{eff} = 0.0132$

Tensione baricentrica = 18.96

Copriferro = 58.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 23.46$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000056$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 498.7061$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0277$ (< 0.2000)

6.2.2.6 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1:

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-576	0.00	0.00	1246	0
2	-206	0.00	0.00	-1290	0
3	665	0.00	0.00	-249	0
4	-722	0.00	0.00	978	0

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M1max - Elem.602 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y-++	-3.99	0.00	166.47	-52.59
2	M1min - Elem.22 - Comb.18.1-5A) c.1 M1+T+R Y-++	-4.05	0.00	228.28	-51.40
3	F1max Traz. - Elem.61 - Comb.18.4-5A) c.1 M1+T- Y-++	3.86	0.00	158.86	61.08
4	F1max Comp. - Elem.61 - Comb.25.1-5A) c.1 M1+T+R Y-++	-3.10	0.00	95.53	-41.91

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2:

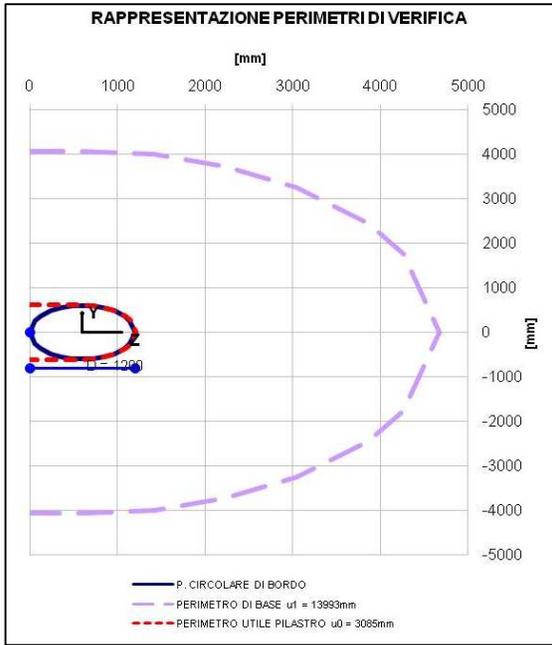
Comb. N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-548	0.00	1867	0
2	605	0.00	-1180	0
3	779	0.00	-816	0
4	-681	0.00	1862	0

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max - Elem.608 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-6.04	0.00	297.07	-74.87
2	M2min - Elem.610 - Comb.26.4-5A) c.1 M1+T- Y--+	-3.05	0.00	335.21	-30.34
3	F2max Traz. - Elem.622 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-1.36	0.00	290.96	-7.78
4	F2max Comp. - Elem.610 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-6.04	0.00	277.03	-75.78

6.2.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA PLATEA

VERIFICA A PUNZONAMENTO DI PIASTRE PIANE IN C.A. SECONDO EC2-2005						
MATERIALI						
CLS			Acciaio teso			
$f_{ck} =$	25	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²	
$\gamma_c =$	1.5		$\gamma_s =$	1.15		
$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²	$f_{yd} =$	391	N/mm ²	
$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$				
PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO:						
Diametro D =	1200	mm				
DATI SOLETTA:						
Spessore h =	1800	mm				
Copriferro netto =	40	mm				
Altezza utile d =	1736	mm	==>	$d = \frac{dz + dy}{2}$		
Perimetro pilastro $u_0 =$	3085	mm				
Perimetro di base $u_1 =$	13993	mm	==>	Perimetro di verifica a distanza costante dal bordo del pilastro pari a 2d		
ARMATURA LONGITUDINALE SOLETTA:						
La larghezza in cui l'armatura longitudinale serve ai fini del punzonamento è pari alla larghezza del pilastro + 3d per lato						
ARMATURA LONGITUDINALE z						
$l_z =$	6408	[mm]				
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_z				
ϕ	Passo	ϕ	n°	$A_{sl,z}$	$\rho_{l,z}$	
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]		
24	15	20	0	19326	0.0017	
ARMATURA LONGITUDINALE y						
$l_y =$	11616	[mm]				
ARM. BASE		AGGIUNTIVI SU l_y				
ϕ	Passo	ϕ	n°	$A_{sl,y}$	$\rho_{l,y}$	
[mm]	[cm]	[mm]		[mm ²]		
24	15	20	0	35033	0.0017	



SOLLECITAZIONI ALLO SLU:

$V_{Ed} = 2926$ [kN]
 $M_{Sd,y} = 0$ [kNm]
 $M_{Sd,z} = 0$ [kNm]

METODO DI VERIFICA: SEMPLIFICATO

Il metodo semplificato che utilizza valori di β approssimati, si può utilizzare per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%.

PER PILASTRO CIRCOLARE DI BORDO: $\beta = 1.40$

a) $V_{Rd,max}$ Valore massimo di progetto di Taglio-Punzonamento EC2 - Par. 6.4.4

Lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata la massima tensione di taglio-punzonamento non deve essere superata:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio:

$v = 0.540 \implies v = 0.7 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ **EC2 - Par. 6.2.2**

$V_{Rd,max} = 3.81$ [N/mm²]

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro del pilastro:

$v_{Ed} = 0.76$ [N/mm²] $\implies v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$

VERIFICA: OK

$v_{Ed}/V_{Rd,max} = 0.201$

b) $V_{Rd,c}$ Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio EC2 - Par. 6.4.5

N.B. In questo foglio di calcolo non è prevista la precompressione della piastra

$f_{ck} = 24.90$ [N/mm²]

$k = 1.34$

$\rho_l = 0.00$

$C_{Rd,c} = 0.12$

$v_{min} = 0.27$ [N/mm²]

$V_{Rd,c} = 0.26$ [N/mm²]

$V_{Rd,c} = 0.27$ [N/mm²]

$$\implies k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\implies \rho_l = \sqrt{\rho_{l,z} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0.02$$

$$\implies C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

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

$$\implies v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

Tensione di Taglio-Punzonamento lungo il perimetro dei verifica:

$v_{Ed} = 0.17$ [N/mm²] $\implies v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d}$

VERIFICA: OK

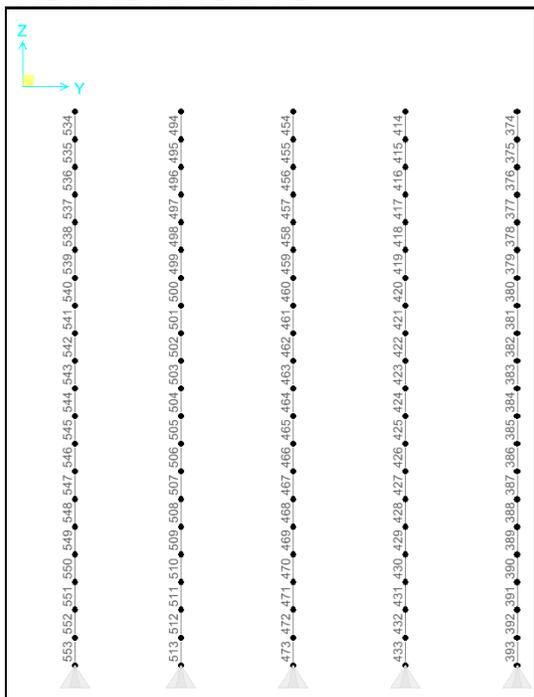
$v_{Ed}/V_{Rd,c} = 0.623$

6.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICA PALIFICATA

6.3.1 NUMERAZIONE ELEMENTI DEI PALI DI FONDAZIONE

Si riporta la numerazione degli elementi che identificano la palificata nel modello col programma di calcolo SAP2000.

FILA PALI ANTERIORE



FILA PALI POSTERIORE

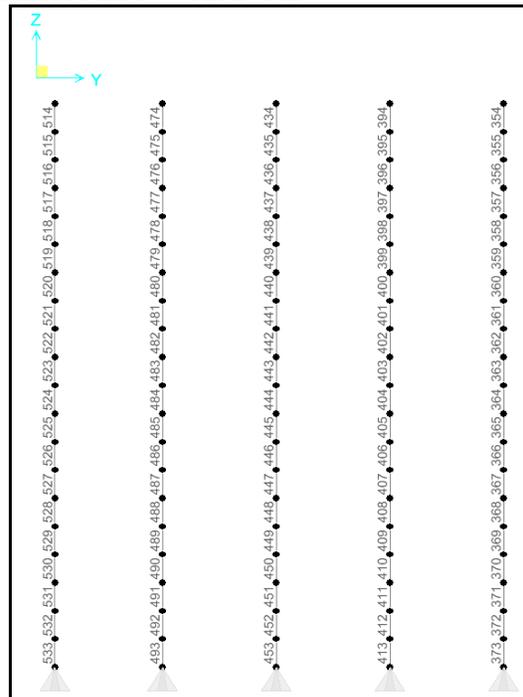


Figura 6.3 Numerazione frame Pali Fondazione $\phi 1200\text{mm} - L=20.00\text{m}$

6.3.1.1 Geometria adottata per le verifiche

Diametro palo	$\phi =$	120,00	cm		
Area palo	$A_p =$	$\pi\phi^2/4 =$	11304	cm ²	
Armatura palo 0-3m	$A_{a1} =$	$32\phi_{20}$	100.48	cm ²	
Copriferro	$C_1 =$	70	mm		
Armatura palo 3-20m	$A_{a2} =$	$16\phi_{20}$	50.24	cm ²	
Copriferro	$C_2 =$	70	mm		

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo (SLU), le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) raro, frequente e quasi permanente con controllo della fessurazione nonché le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nel Capitolo “Caratteristiche dei materiali”).

6.3.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo strutturale per flessione

Da testa palo a -3m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19850	-0.0035 (sez)	3934	0.01 (arm)
Mx	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)
My	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.354 - Comb.2.1-1A) I Vi+I+T+R 2	-2549	0.00	0.00	127	0
2	M2min - Elem.514 - Comb.4.2-1A) I Vi-I+T-R 2	-2158	0.00	0.00	258	0
3	M3max - Elem.514 - Comb.20.2-1A) II Vi-Aa+T-R 2	-2617	0.00	0.00	264	0
4	M3min - Elem.374 - Comb.42.1-1A) III Vp+Aa+F+T+R 2	-2973	0.00	0.00	241	0

5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.9-1A) I Vi+ 1	-785	0.00	0.00	25	0
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	-3439	0.00	0.00	25	0
7	smax - Elem.374 - Comb.15-1A) I Vp- 1	-923	0.00	0.00	47	0
8	smin - Elem.414 - Comb.22.1-1A) II Vp+Aa+T+R 2	-3306	0.00	0.00	155	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.9356	sezione
2	6.9363	sezione
3	5.9837	sezione
4	5.5211	sezione
5	23.5248	sezione
6	5.6825	sezione
7	19.1049	sezione
8	5.3880	sezione

Da -3 a -20m

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-17883	-0.0035 (sez)	1967	0.01 (arm)
Mx	-940	0.01 (arm)	940	0.01 (arm)
My	-941	0.01 (arm)	941	0.01 (arm)

Piano Soll. Minima Def. Limite Soll. Massima Def. Limite

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.357 - Comb.58.1-1A) III Vp+Ab+F+T+R 2	-2539	0.00	0.00	59	0
2	M2min - Elem.517 - Comb.40.2-1A) III Vi-Aa+F-T-R 2	-2315	0.00	0.00	57	0
3	M3max - Elem.517 - Comb.42.1-1A) III Vp+Aa+F+T+R 2	-1900	0.00	0.00	85	0
4	M3min - Elem.377 - Comb.64.2-1A) III Vp-Ab+F-T-R 2	-2287	0.00	0.00	83	0
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.9-1A) I Vi+ 1	-870	0.00	0.00	34	0
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	-4088	0.00	0.00	0	0
7	smax - Elem.357 - Comb.13-1A) I Vp+ 1	-1036	0.00	0.00	40	0
8	smin - Elem.373 - Comb.18.2-1A) II Vi+Aa+T-R 2	-4088	0.00	0.00	0	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.6741	sezione
2	7.2978	sezione
3	8.4702	sezione
4	7.1845	sezione
5	18.7502	sezione
6	4.3744	sezione
7	15.7568	sezione
8	4.3744	sezione

6.3.1.3 Verifiche allo stato limite ultimo eccezionale per flessione

Da testa palo a -3m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19850	-0.0035 (sez)	3934	0.01 (arm)
Mx	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)
My	-1808	0.01 (arm)	1808	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.394 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2196	0.00	0.00	822	0
2	M2min - Elem.514 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-775	0.00	0.00	676	0
3	M3max - Elem.354 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-1546	0.00	0.00	322	0
4	M3min - Elem.534 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-2436	0.00	0.00	684	0
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.2-6) I U	-157	0.00	0.00	725	0

6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2651	0.00	0.00	14	0
7	smax - Elem.534 - Comb.2-6) I U	-247	0.00	0.00	743	0
8	smin - Elem.534 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-2436	0.00	0.00	684	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.7394	sezione
2	4.0406	sezione
3	7.8239	sezione
4	4.1679	sezione
5	2.7456	armatura
6	7.4045	sezione
7	2.8303	armatura
8	4.1679	sezione

Da -3 a -20m

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-17883	-0.0035 (sez)	1967	0.01 (arm)
Mx	-940	0.01 (arm)	940	0.01 (arm)
My	-941	0.01 (arm)	941	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max - Elem.519 - Comb.4-6) II U	-421	0.00	0.00	246	0
2	M2min - Elem.400 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2394	0.00	0.00	194	0
3	M3max - Elem.519 - Comb.3.1-6) II I+U+R	-944	0.00	0.00	247	0
4	M3min - Elem.377 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2509	0.00	0.00	52	0
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.2-6) I U	-242	0.00	0.00	17	0
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-3132	0.00	0.00	0	0
7	smax - Elem.519 - Comb.4-6) II U	-421	0.00	0.00	246	0
8	smin - Elem.360 - Comb.1.1-6) I I+U+R	-2765	0.00	0.00	194	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	8.7082	sezione
2	6.1602	sezione
3	9.7387	sezione
4	6.7965	sezione
5	62.3412	sezione
6	5.7095	sezione
7	8.7082	sezione
8	5.4755	sezione

6.3.1.4 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da testa palo a -3m da testa palo

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1919	0.00	0.00	95	0
2	-1564	0.00	0.00	183	0
3	-1910	0.00	0.00	191	0
4	-2372	0.00	0.00	183	0
5	-774	0.00	0.00	17	0
6	-2614	0.00	0.00	3	0
7	-1231	0.00	0.00	68	0
8	-2420	0.00	0.00	112	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1936	0.00	0.00	63	0
2	-1458	0.00	0.00	128	0
3	-1661	0.00	0.00	134	0

4	-2050	0.00	0.00	125	0
5	-862	0.00	0.00	34	0
6	-2288	0.00	0.00	9	0
7	-1111	0.00	0.00	34	0
8	-2143	0.00	0.00	78	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1863	0.00	0.00	55	0
2	-1433	0.00	0.00	114	0
3	-1433	0.00	0.00	114	0
4	-1768	0.00	0.00	108	0
5	-887	0.00	0.00	48	0
6	-1993	0.00	0.00	8	0
7	-1081	0.00	0.00	27	0
8	-1896	0.00	0.00	68	0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.354 - Comb.37.1-2) IV Vi+Ab+C+T+R	-1.95	-1.04	-16.23	-28.71
2	M2min - Elem.514 - Comb.2.2-2) I Vi-I+T-R	-2.11	-0.33	-6.19	-30.43
3	M3max - Elem.514 - Comb.14.2-2) II Vi-Ab+T-R	-2.41	-0.57	-9.77	-34.95
4	M3min - Elem.374 - Comb.9.1-2) II Vi+Aa+T+R	-2.73	-0.97	-15.71	-39.85
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.5-2) I Vi+	-0.68	-0.52	-7.96	-10.17
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-2.05	-2.03	-30.44	-30.78
7	smax - Elem.354 - Comb.8-2) I Vp-	-1.29	-0.63	-9.93	-18.91
8	smin - Elem.414 - Comb.11.1-2) II Vp+Aa+T+R	-2.43	-1.35	-20.94	-35.74

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.354 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-1.82	-1.21	-18.48	-26.86
2	M2min - Elem.514 - Comb.2.2-3) I Vi-I+T-R	-1.76	-0.52	-8.64	-25.51
3	M3max - Elem.514 - Comb.10.2-3) II Ab+T-R	-1.94	-0.65	-10.62	-28.28
4	M3min - Elem.374 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	-2.21	-0.99	-15.72	-32.29
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.5-3) I Vi	-0.84	-0.51	-7.82	-12.37
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.83	-1.74	-26.17	-27.41
7	smax - Elem.354 - Comb.8-3) I Vp-	-1.03	-0.70	-10.75	-15.26
8	smin - Elem.414 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R	-2.05	-1.29	-19.91	-30.27

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.354 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.72	-1.19	-18.20	-25.43
2	M2min - Elem.514 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.67	-0.57	-9.25	-24.32
3	M3max - Elem.514 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.67	-0.57	-9.25	-24.32
4	M3min - Elem.374 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.90	-0.86	-13.58	-27.83
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.2-4) I /	-0.92	-0.46	-7.21	-13.56
6	Pmax Comp. - Elem.396 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.60	-1.52	-22.79	-23.88
7	smax - Elem.354 - Comb.2-4) I /	-0.97	-0.71	-10.89	-14.41
8	smin - Elem.414 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.81	-1.15	-17.70	-26.71

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**Combinazione frequente: M2max - Elem.354 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cs,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.54$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000078$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0247$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: M2min - Elem.514 - Comb.2.2-3) I Vi-I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -24.88

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000073$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0231$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: M3max - Elem.514 - Comb.10.2-3) II Ab+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -27.61

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000081$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0257$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: M3min - Elem.374 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -31.67

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000093$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0294$ (< 0.2000)

Combinazione frequente: Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.5-3) I Vi

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{c_{ls,eff}} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -12.19$$

$$\text{Copri ferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000036 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0113 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{c_{ls,eff}} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -27.36$$

$$\text{Copri ferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000080 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0254 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: smax - Elem.354 - Comb.8-3) I Vp-

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{c_{ls,eff}} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -15.09$$

$$\text{Copri ferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000044 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0140 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: smin - Elem.414 - Comb.9.1-3) II Aa+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{c_{ls,eff}} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

Tensione baricentrica = -29.88

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000087$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0278$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2max - Elem.354 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{c,ls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -25.16

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000074$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0234$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2min - Elem.514 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{c,ls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -23.75

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000070$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0221$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M3max - Elem.514 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{c,ls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -23.75

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{\text{equivalente}} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000070$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0221$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M3min - Elem.374 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -27.29

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000080$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0254$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.2-4) I/

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -13.32

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000039$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0124$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. - Elem.396 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$A_{cls,eff} = 110929.67$ $\rho_{eff} = 0.0198$

Tensione baricentrica = -23.84

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000070$ Distanza fessure $\Delta_{s\ max} = 317.7058$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0222$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: smax - Elem.354 - Comb.2-4) I /

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cfs,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -14.28$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000042 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0133 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: smin - Elem.414 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 2199.11

$$A_{cfs,eff} = 110929.67 \quad \rho_{eff} = 0.0198$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.37$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000077 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s \max} = 317.7058$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0245 \quad (<0.2000)$$

6.3.1.5 Verifiche SLE a pressoflessione e fessurazione – da -3 a -20m**Sollecitazioni di progetto – rara**

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1862	0.00	0.00	43	0
2	-1668	0.00	0.00	43	0
3	-1585	0.00	0.00	61	0
4	-1897	0.00	0.00	66	0
5	-859	0.00	0.00	27	0
6	-3095	0.00	0.00	0	0
7	-1015	0.00	0.00	25	0
8	-3095	0.00	0.00	0	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2021	0.00	0.00	22	0
2	-1672	0.00	0.00	34	0
3	-1708	0.00	0.00	47	0
4	-2040	0.00	0.00	45	0
5	-947	0.00	0.00	18	0
6	-2768	0.00	0.00	0	0
7	-953	0.00	0.00	18	0
8	-2768	0.00	0.00	0	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb. N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1948	0.00	0.00	19 0
2	-1631	0.00	0.00	29 0
3	-1480	0.00	0.00	41 0
4	-1758	0.00	0.00	38 0
5	-972	0.00	0.00	17 0
6	-2473	0.00	0.00	0 0
7	-972	0.00	0.00	17 0
8	-2473	0.00	0.00	0 0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.357 - Comb.29.1-2) III Vp+Ab+F+T+R	-1.78	-1.32	-20.05	-26.36
2	M2min - Elem.517 - Comb.24.2-2) III Vp-Aa+F-T-R	-1.62	-1.16	-17.64	-23.94
3	M3max - Elem.517 - Comb.29.1-2) III Vp+Ab+F+T+R	-1.64	-0.99	-15.28	-24.23
4	M3min - Elem.377 - Comb.24.2-2) III Vp-Aa+F-T-R	-1.93	-1.23	-18.86	-28.42
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.5-2) I Vi+	-0.86	-0.57	-8.73	-12.68
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-2.57	-2.57	-38.58	-38.58
7	smax - Elem.357 - Comb.7-2) I Vp+	-0.98	-0.71	-10.83	-14.46
8	smin - Elem.373 - Comb.12.2-2) II Vp-Aa+T-R	-2.57	-2.57	-38.58	-38.58

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.357 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-1.79	-1.56	-23.61	-26.76
2	M2min - Elem.537 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.57	-1.21	-18.34	-23.34
3	M3max - Elem.517 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R	-1.67	-1.17	-17.84	-24.74
4	M3min - Elem.377 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-1.93	-1.46	-22.18	-28.67
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.5-3) I Vi	-0.88	-0.69	-10.50	-13.10
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-2.30	-2.30	-34.51	-34.51
7	smax - Elem.517 - Comb.7-3) I Vp+	-0.89	-0.69	-10.53	-13.22
8	smin - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R	-2.30	-2.30	-34.51	-34.51

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	M2max - Elem.357 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.72	-1.52	-22.93	-25.63
2	M2min - Elem.537 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.51	-1.20	-18.22	-22.43
3	M3max - Elem.517 - Comb.1.1-4) I I+T+R	-1.45	-1.01	-15.43	-21.47
4	M3min - Elem.377 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-1.66	-1.26	-19.15	-24.67
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.2-4) I /	-0.90	-0.72	-10.87	-13.36
6	Pmax Comp. - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-2.06	-2.06	-30.83	-30.83
7	smax - Elem.517 - Comb.2-4) I /	-0.90	-0.72	-10.87	-13.36
8	smin - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R	-2.06	-2.06	-30.83	-30.83

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente**Combinazione frequente: M2max - Elem.357 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R**

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.68$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000078 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 517.3430$$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0404$ (<0.2000)

Combinazione frequente: M2min - Elem.537 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -23.21$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000068$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0351$ (<0.2000)

Combinazione frequente: M3max - Elem.517 - Comb.10.1-3) II Ab+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.57$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000072$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0372$ (<0.2000)

Combinazione frequente: M3min - Elem.377 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -28.51$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000083$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0432$ (<0.2000)

Combinazione frequente: Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.5-3) I Vi

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -13.03$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000038 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0197 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R

Sezione tutta compressa

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 942.48$$

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -34.51$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000101 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0523 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: smax - Elem.517 - Comb.7-3) IVp+

Sezione tutta compressa

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 942.48$$

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -13.15$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000038 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0199 \quad (<0.2000)$$

Combinazione frequente: smin - Elem.373 - Comb.9.2-3) II Aa+T-R

Sezione tutta compressa

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 942.48$$

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -34.51$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000101$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0523$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2max - Elem.357 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$ $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -25.56

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000075$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0387$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M2min - Elem.537 - Comb.1.2-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$ $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -22.33

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000065$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0338$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente: M3max - Elem.517 - Comb.1.1-4) I I+T+R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$A_{cls,eff} = 102880.60$ $\rho_{eff} = 0.0092$

Tensione baricentrica = -21.32

Copriferro = 43.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000062$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0323$ (<0.2000)

Combinazione quasi permanente: M3min - Elem.377 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c_{ls,eff}} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.53$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000072$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0371$ (<0.2000)

Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.2-4) I /

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c_{ls,eff}} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -13.30$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000039$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0201$ (<0.2000)

Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c_{ls,eff}} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -30.83$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.00

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000090$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 517.3430$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0467$ (<0.2000)

Combinazione quasi permanente: smax - Elem.517 - Comb.2-4) I /

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -13.30$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000039 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0201 \quad (<0.2000)$$

Combinazione quasi permanente: smin - Elem.413 - Comb.1.2-4) I I+T-R

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 942.48

$$A_{c,ls,eff} = 102880.60 \quad \rho_{eff} = 0.0092$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -30.83$$

$$\text{Copriferro} = 43.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.00$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000090 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_{s,max} = 517.3430$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = -0.0467 \quad (<0.2000)$$

6.3.1.6 Verifiche in campo elastico (sisma)

Da testa palo a -3m da testa palo

Parametri di sollecitazione :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1976	0.00	0.00	1045	0
2	-1770	0.00	0.00	974	0
3	-2300	0.00	0.00	910	0
4	-1399	0.00	0.00	988	0
5	-176	0.00	0.00	659	0
6	-3566	0.00	0.00	112	0
7	-1252	0.00	0.00	1036	0
8	-2141	0.00	0.00	1068	0

Tensioni massime nei materiali :

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max - Elem.374 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-8.59	0.00	122.32	-117.30
2	M2min - Elem.414 - Comb.26.4-5A) c.1 M1+T- Y--+	-8.04	0.00	119.38	-109.50
3	M3max - Elem.514 - Comb.26.2-5A) c.1 M1+T-R Y--+	-7.30	0.00	70.01	-101.15
4	M3min - Elem.534 - Comb.17.1-5A) c.1 M1+T+R Y+++	-8.33	0.00	153.83	-112.00
5	Pmin Comp. - Elem.514 - Comb.1.3-5A) c.1 M1+T+ X+++	-5.73	0.00	178.70	-73.72
6	Pmax Comp. - Elem.356 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y-++	-3.33	-2.25	-34.40	-49.25
7	smax - Elem.374 - Comb.18.4-5A) c.1 M1+T- Y-++	-8.82	0.00	180.99	-117.83
8	smin - Elem.374 - Comb.25.1-5A) c.1 M1+T+R Y-+-	-8.73	0.00	116.24	-119.56

Da -3 a -20m

Parametri di sollecitazione :

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-------	---	--------	--------	----	----

1	-2263	0.00	0.00	345	0
2	-1470	0.00	0.00	356	0
3	-382	0.00	0.00	278	0
4	-822	0.00	0.00	282	0
5	-261	0.00	0.00	152	0
6	-4046	0.00	0.00	0	0
7	-391	0.00	0.00	299	0
8	-3651	0.00	0.00	305	0

Tensioni massime nei materiali :

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max - Elem.379 - Comb.25.3-5A) c.1 M1+T+ Y-+-	-3.72	-0.04	-3.02	-53.38
2	M2min - Elem.379 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y-+-	-3.24	0.00	10.83	-45.80
3	M3max - Elem.519 - Comb.1.1-5A) c.1 M1+T+R X+++	-3.10	0.00	76.61	-40.81
4	M3min - Elem.378 - Comb.9.2-5A) c.1 M1+T-R X-+-	-2.58	0.00	22.77	-35.82
5	Pmin Comp. - Elem.517 - Comb.1.3-5A) c.1 M1+T+ X+++	-1.61	0.00	32.65	-21.52
6	Pmax Comp. - Elem.373 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y-+-	-3.36	-3.36	-50.44	-50.44
7	smax - Elem.359 - Comb.25.3-5A) c.1 M1+T+ Y-+-	-3.36	0.00	85.85	-44.06
8	smin - Elem.359 - Comb.18.2-5A) c.1 M1+T-R Y-+-	-4.66	-1.41	-23.24	-67.77

6.3.1.7 Verifiche a taglio

La massima sollecitazione a taglio per i pali è stata individuata in condizione sismiche ed è pari a $T=535kN$.

Poichè da normativa si richiede che la sollecitazione di taglio in condizioni sismiche comporti una tensione nelle strutture che rimanga in campo elastico, si è provveduto alla riduzione della Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (V_{rsd}) e della Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (V_{rcd}) del coefficiente 1.25.

La verifica quindi porge:

$V_{rd} = 710.26$ kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed} = 535.00$ kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd} = 710.26$ kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd} = 1687.32$ kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed} = 0.00$ kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio	

$\theta = 21.80$ °	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b_w = 108.00$ cm	Larghezza utile della sezione
$d = 89.20$ cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{staf} = 12$ mm	Diametro staffè
2	n° braccia staffè
$A_{sw} = 226.08$ mm ²	Area armatura trasversale
s = 20 cm	Intersasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha = 90$ °	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk} = 450$ N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffè

6.3.2 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 20.00m.

CARICO DI PROGETTO Ed

	Ed,Compressione kN	Ed,Trazione kN
APP.1-COMB1 SLU	3363	
APP.1-COMB2 SLU	2757	
APP.1-COMB2 SLV	3509	

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1 (A1-M1-R1) - SLU

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

in cui:

$$Rbd = Rbk / \gamma_b: \text{ Resistenza alla punta di progetto}$$

$$Rsd = Rsk / \gamma_s: \text{ Resistenza laterale di progetto}$$

$$Rbk = Rbm / \zeta: \text{ Resistenza alla punta caratteristica}$$

$$Rsk = Rsm / \zeta: \text{ Resistenza laterale caratteristica}$$

$$Rbm = Qb: \text{ Resistenza media alla punta}$$

$$Rsm = Qs: \text{ Resistenza media laterale}$$

$$Wp: \text{ peso proprio del palo alleggerito}$$

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari (c = 0, φ < 0)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = Nq^* \times \sigma_v \quad \text{con:} \quad Nq^*: \text{ coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

Nq* è dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per qb il valore limite di qb,lim.

Terreni coesivi (c > 0)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari (c = 0, φ < 0)

$$q_s = K \tan \delta \sigma_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,lim.

Terreni coesivi (c > 0)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,lim.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unità	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	mq	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	mq	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	φ'	γ
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

FALDA

	unità	
Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	15.2
Tensione efficace in testa palo		15.2

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente γ _b		1.00
coefficiente γ _s		1.00
coefficiente γ _{st}		1.00
coefficiente ζ		1.65

CARICO DI PROGETTO Ed

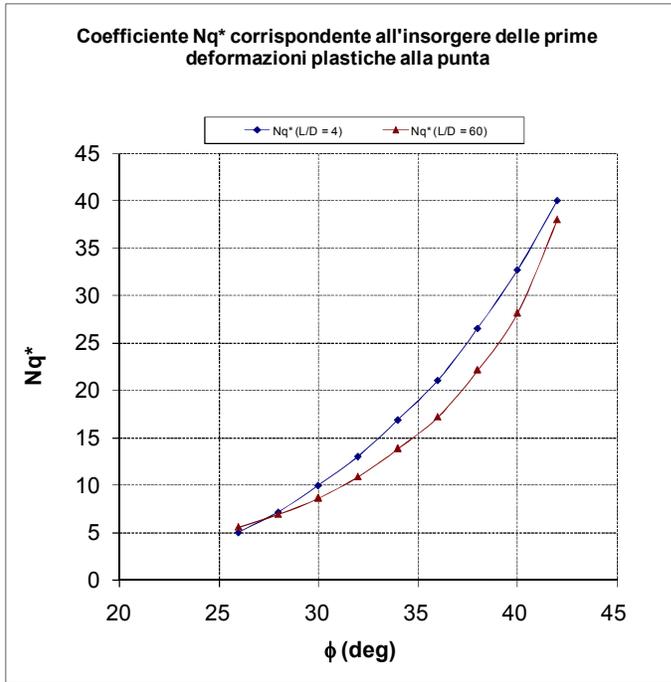
Ed, Con Ed, Trazione

	kN	kN
APP.1-COMB1 SLU	3363	
APP.1-COMB2 SLU	2757	
APP.1-COMB2 SLV	3509	

	m
Lunghezza palo di progetto	20.00
Profondità testa palo	2.00
Quota piede palo	22.00

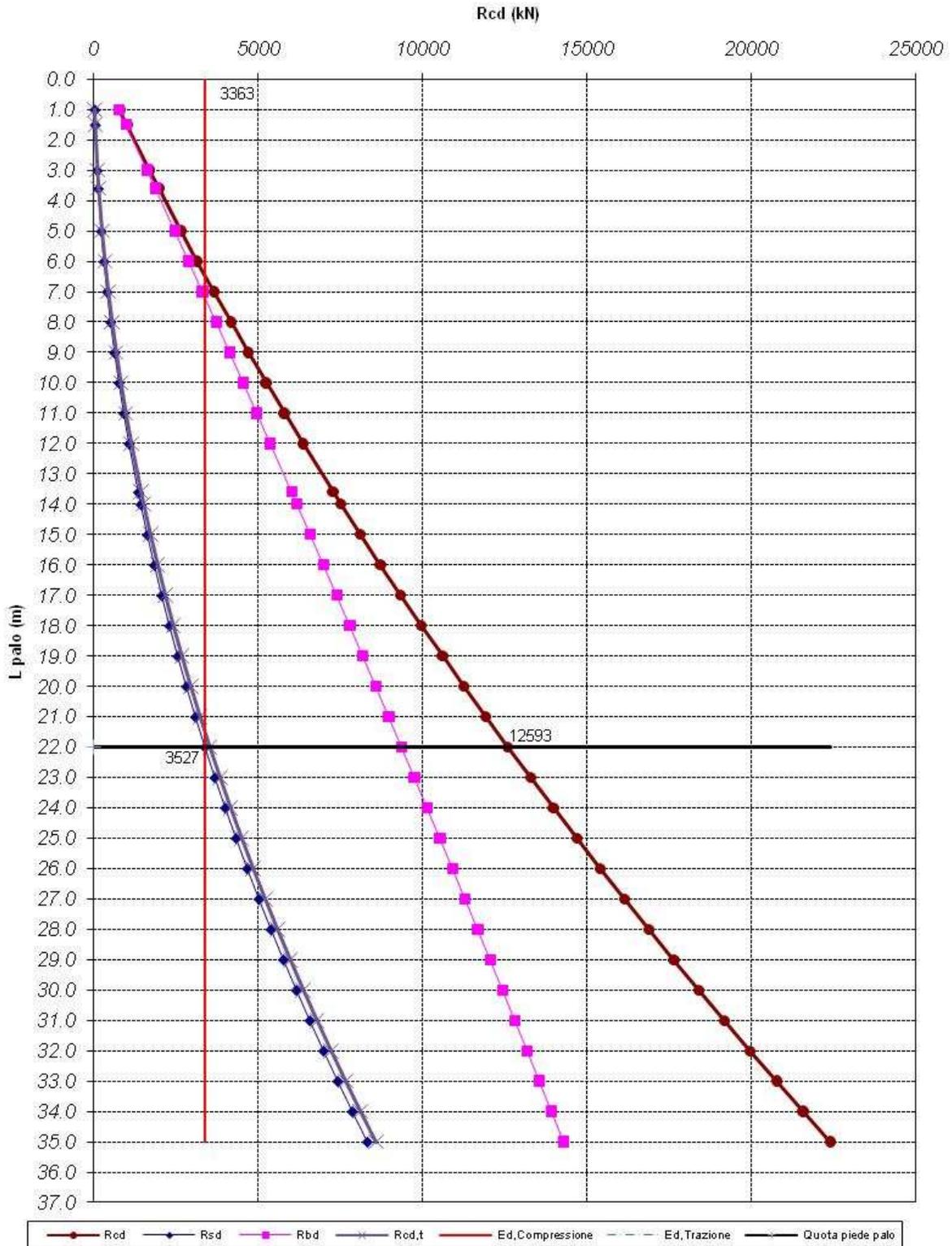
PROFONDITA' INDAGATA Rcd

quota minima	0.00	
quota massima	35.00	22391



Unità	z m	cu kPa	ϕ deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	qa kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	tan δ	qs,lim kPa	qs kPa	Qs kN	Nq^*	q'_{cu} kPa	qb,lim kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rsd,t kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rcd,t kN
0.0	0.0			19.0	19.0			15.2	15.2															
1	1.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	34.2	34.2	0.839	0	7.4	28	33.0		0	1127.1	1275	17	17	773	7	783	24
1	1.5	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	43.7	43.7	0.839	0	11.7	50	32.9		0	1438.7	1627	30	30	986	10	1006	40
1	3.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	72.2	72.2	0.839	0	17.4	148	32.8		0	2369.7	2680	90	90	1624	20	1694	110
1	3.6	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	83.6	83.6	0.839	0	23.3	201	32.8		0	2740.5	3099	122	122	1878	24	1976	146
1	5.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	110.2	110.2	0.839	0	29.0	354	32.7		0	3602.1	4074	215	215	2469	34	2650	249
1	6.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	129.2	129.2	0.839	0	35.9	490	32.6		0	4214.4	4766	297	297	2889	41	3145	337
1	7.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	148.2	148.2	0.839	0	41.6	646	32.6		0	4824.4	5456	392	392	3307	48	3651	439
1	8.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	167.2	167.2	0.839	0	47.3	824	32.5		0	5431.3	6143	500	500	3723	54	4168	554
1	9.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	186.2	186.2	0.839	0	53.0	1024	32.4		0	6035.9	6826	621	621	4137	61	4697	682
2	10.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	205.2	205.2	0.839	0	58.7	1245	32.3		0	6638.0	7507	755	755	4550	68	5237	823
2	11.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	224.2	224.2	0.839	0	64.4	1488	32.3		0	7237.4	8185	902	902	4961	75	5788	976
2	12.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	243.2	243.2	0.839	0	70.0	1752	32.2		0	7834.3	8860	1062	1062	5370	81	6350	1143
2	13.6	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	273.6	273.6	0.839	0	77.5	2219	32.1		0	8784.1	9935	1345	1345	6021	92	7274	1437
2	14.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	281.2	281.2	0.839	0	83.1	2344	32.1		0	9020.5	10202	1421	1421	6183	95	7509	1516
2	15.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	300.2	300.2	0.839	0	87.1	2673	32.0		0	9609.7	10868	1620	1620	6587	102	8105	1722
2	16.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	319.2	319.2	0.839	0	92.8	3023	31.9		0	10196.3	11532	1832	1832	6989	109	8712	1941
2	17.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	338.2	338.2	0.839	0	98.5	3394	31.9		0	10780.4	12192	2057	2057	7389	115	9331	2173
2	18.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	357.2	357.2	0.839	0	104.2	3787	31.8		0	11361.9	12850	2295	2295	7788	122	9961	2417
2	19.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	376.2	376.2	0.839	0	109.9	4202	31.7		0	11940.8	13505	2546	2546	8185	129	10602	2675
2	20.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	395.2	395.2	0.839	0	115.6	4637	31.7		0	12517.2	14157	2811	2811	8580	136	11255	2946
2	21.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	414.2	414.2	0.839	0	121.3	5095	31.6		0	13091.0	14806	3088	3088	8973	143	11918	3230
2	22.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	433.2	433.2	0.839	0	127.0	5574	31.5		0	13662.3	15452	3378	3378	9365	149	12593	3527
2	23.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	452.2	452.2	0.839	0	132.7	6074	31.5		0	14230.9	16095	3681	3681	9754	156	13279	3837
2	24.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	471.2	471.2	0.839	0	138.4	6595	31.4		0	14797.0	16735	3997	3997	10142	163	13977	4160
2	25.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	490.2	490.2	0.839	0	144.1	7139	31.3		0	15360.6	17372	4326	4326	10529	170	14686	4496
2	26.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	509.2	509.2	0.839	0	149.8	7703	31.3		0	15921.5	18007	4669	4669	10913	176	15405	4845
2	27.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	528.2	528.2	0.839	0	155.5	8289	31.2		0	16479.9	18638	5024	5024	11296	183	16137	5207
2	28.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	547.2	547.2	0.839	0	161.2	8897	31.1		0	17035.8	19267	5392	5392	11677	190	16879	5582
2	29.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	566.2	566.2	0.839	0	166.9	9526	31.1		0	17589.0	19893	5773	5773	12056	197	17633	5970
2	30.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	585.2	585.2	0.839	0	172.6	10177	31.0		0	18139.7	20516	6168	6168	12434	204	18398	6371
2	31.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	604.2	604.2	0.839	0	178.3	10849	30.9		0	18687.9	21135	6575	6575	12809	210	19174	6785
2	32.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	623.2	623.2	0.839	0	183.9	11542	30.8		0	19233.4	21753	6995	6995	13183	217	19961	7212
2	33.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	642.2	642.2	0.839	0	189.6	12257	30.9		0	19776.4	22367	7428	7428	13556	224	20760	7652
2	34.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	661.2	661.2	0.839	0	195.3	12993	30.7		0	20316.9	22978	7875	7875	13926	231	21570	8106
2	35.0	0.0	40.0	19.0	19.0	0.0	0.357	680.2	680.2	0.839	0	201.0	13751	30.7		0	20854.7	23586	8334	8334	14295	238	22391	8572

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.1 - SLU (A1-M1-R1)**



CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2-M1-R2) - SLU-SLE

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

- R_{bd} = R_{bk} / γ_b: Resistenza alla punta di progetto
- R_{sd} = R_{sk} / γ_s: Resistenza laterale di progetto
- R_{bk} = R_{bm} / ζ: Resistenza alla punta caratteristica
- R_{sk} = R_{sm} / ζ: Resistenza laterale caratteristica
- R_{bm} = Q_b: Resistenza media alla punta
- R_{sm} = Q_s: Resistenza media laterale
- W_p: peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari (c = 0, φ <> 0)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \times \sigma_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q* è dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di q_{b,lim}.

Terreni coesivi (c <> 0)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari (c = 0, φ <> 0)

$$q_s = K \tan \delta \sigma_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di q_{l,lim}.

Terreni coesivi (c <> 0)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di q_{l,lim}.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

unità

Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m ²	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	φ'	γ
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

FALDA

unità

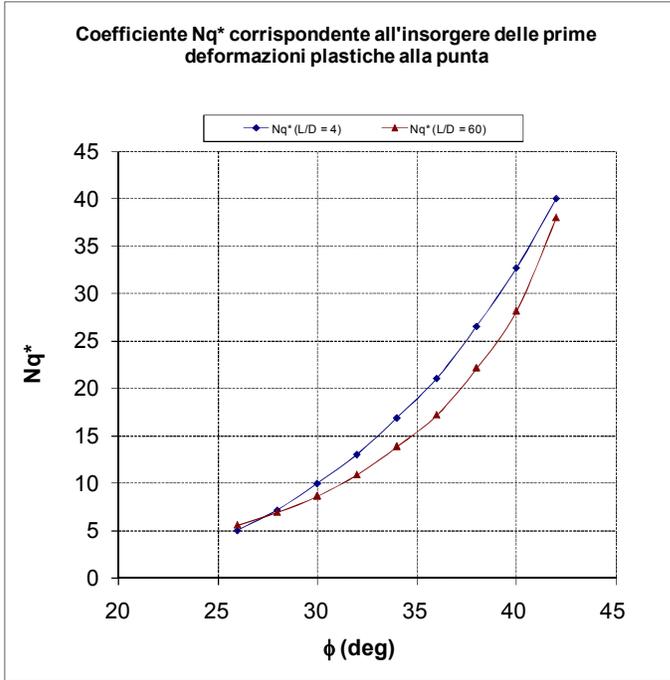
Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00
-------------------------------	---	-------

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	15.2
Tensione efficace in testa palo		15.2

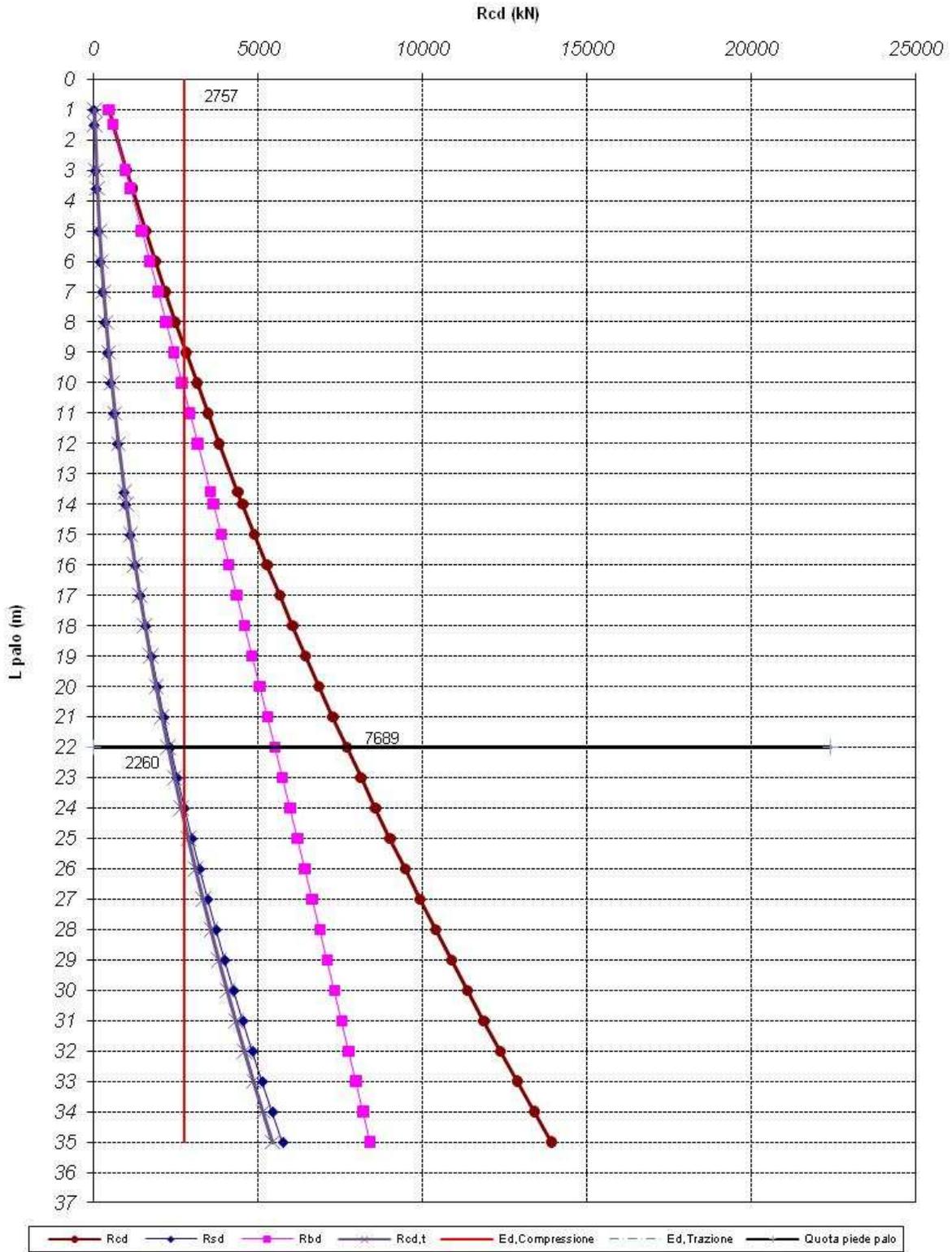
COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente γ _b		1.70
coefficiente γ _s		1.45
coefficiente γ _{st}		1.60
coefficiente ζ		1.65



Unità	z m	cu kPa	ϕ deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	qa kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	tan δ	qs,lim kPa	qs kPa	Qs kN	Nq^*	q'cu kPa	qb,lim kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rsd,t kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rcd,t kN
0	0	0	0	19	19.0			15.2	15.2		0													
1	1	0	40	19	19.0	0.0	0.357	34.2	34.2	0.839	0	7.4	28	33.0		0	1127.1	1275	12	11	454	7	459	17
1	2	0	40	19	19.0	0.0	0.357	43.7	43.7	0.839	0	11.7	50	32.9		0	1438.7	1627	21	19	580	10	591	29
1	3	0	40	19	19.0	0.0	0.357	72.2	72.2	0.839	0	17.4	148	32.8		0	2369.7	2680	62	56	955	20	997	76
1	4	0	40	19	19.0	0.0	0.357	83.6	83.6	0.839	0	23.3	201	32.8		0	2740.5	3099	84	76	1105	24	1165	101
1	5	0	40	19	19.0	0.0	0.357	110.2	110.2	0.839	0	29.0	354	32.7		0	3602.1	4074	148	134	1452	34	1566	168
1	6	0	40	19	19.0	0.0	0.357	129.2	129.2	0.839	0	35.9	490	32.6		0	4214.4	4766	205	185	1699	41	1863	226
1	7	0	40	19	19.0	0.0	0.357	148.2	148.2	0.839	0	41.6	646	32.6		0	4824.1	5456	270	245	1945	48	2168	292
1	8	0	40	19	19.0	0.0	0.357	167.2	167.2	0.839	0	47.3	824	32.5		0	5431.3	6143	345	312	2190	54	2490	367
1	9	0	40	19	19.0	0.0	0.357	186.2	186.2	0.839	0	53.0	1024	32.4		0	6035.9	6826	428	388	2434	61	2801	449
2	10	0	40	19	19.0	0.0	0.357	205.2	205.2	0.839	0	58.7	1245	32.3		0	6638.0	7507	520	472	2676	68	3129	540
2	11	0	40	19	19.0	0.0	0.357	224.2	224.2	0.839	0	64.4	1488	32.3		0	7237.4	8185	622	564	2918	75	3465	638
2	12	0	40	19	19.0	0.0	0.357	243.2	243.2	0.839	0	70.0	1752	32.2		0	7834.3	8860	732	664	3159	81	3810	745
2	14	0	40	19	19.0	0.0	0.357	273.6	273.6	0.839	0	77.5	2219	32.1		0	8784.1	9935	928	841	3542	92	4377	933
2	14	0	40	19	19.0	0.0	0.357	281.2	281.2	0.839	0	83.1	2344	32.1		0	9205.5	10202	980	888	3637	95	4522	983
2	15	0	40	19	19.0	0.0	0.357	300.2	300.2	0.839	0	87.1	2673	32.0		0	9809.7	10868	1117	1012	3875	102	4890	1114
2	16	0	40	19	19.0	0.0	0.357	319.2	319.2	0.839	0	92.8	3023	31.9		0	10196.3	11532	1264	1145	4111	109	5266	1254
2	17	0	40	19	19.0	0.0	0.357	338.2	338.2	0.839	0	98.5	3394	31.9		0	10780.4	12192	1419	1286	4347	115	5650	1401
2	18	0	40	19	19.0	0.0	0.357	357.2	357.2	0.839	0	104.2	3787	31.8		0	11361.9	12850	1583	1435	4581	122	6042	1557
2	19	0	40	19	19.0	0.0	0.357	376.2	376.2	0.839	0	109.9	4202	31.7		0	11940.8	13505	1756	1592	4815	129	6442	1720
2	20	0	40	19	19.0	0.0	0.357	395.2	395.2	0.839	0	115.6	4637	31.7		0	12517.2	14157	1938	1757	5047	136	6850	1892
2	21	0	40	19	19.0	0.0	0.357	414.2	414.2	0.839	0	121.3	5095	31.6		0	13091.0	14806	2129	1930	5278	143	7265	2072
2	22	0	40	19	19.0	0.0	0.357	433.2	433.2	0.839	0	127.0	5574	31.5		0	13662.3	15452	2330	2111	5509	149	7689	2260
2	23	0	40	19	19.0	0.0	0.357	452.2	452.2	0.839	0	132.7	6074	31.5		0	14230.9	16095	2539	2301	5738	156	8120	2457
2	24	0	40	19	19.0	0.0	0.357	471.2	471.2	0.839	0	138.4	6595	31.4		0	14797.0	16735	2757	2498	5966	163	8560	2661
2	25	0	40	19	19.0	0.0	0.357	490.2	490.2	0.839	0	144.1	7139	31.3		0	15360.6	17372	2984	2704	6193	170	9007	2874
2	26	0	40	19	19.0	0.0	0.357	509.2	509.2	0.839	0	149.8	7703	31.3		0	15921.5	18007	3220	2918	6420	176	9463	3094
2	27	0	40	19	19.0	0.0	0.357	528.2	528.2	0.839	0	155.5	8289	31.2		0	16479.9	18638	3465	3140	6645	183	9926	3323
2	28	0	40	19	19.0	0.0	0.357	547.2	547.2	0.839	0	161.2	8897	31.1		0	17035.8	19267	3719	3370	6869	190	10398	3560
2	29	0	40	19	19.0	0.0	0.357	566.2	566.2	0.839	0	166.9	9526	31.1		0	17589.0	19893	3982	3608	7092	197	10877	3805
2	30	0	40	19	19.0	0.0	0.357	585.2	585.2	0.839	0	172.6	10177	31.0		0	18139.7	20516	4254	3855	7314	204	11364	4058
2	31	0	40	19	19.0	0.0	0.357	604.2	604.2	0.839	0	178.3	10849	30.9		0	18687.9	21135	4534	4109	7535	210	11859	4320
2	32	0	40	19	19.0	0.0	0.357	623.2	623.2	0.839	0	183.9	11542	30.9		0	19233.4	21753	4824	4372	7755	217	12362	4589
2	33	0	40	19	19.0	0.0	0.357	642.2	642.2	0.839	0	189.6	12257	30.8		0	19776.4	22367	5123	4643	7974	224	12873	4867
2	34	0	40	19	19.0	0.0	0.357	661.2	661.2	0.839	0	195.3	12993	30.7		0	20316.9	22978	5431	4922	8192	231	13392	5152
2	35	0	40	19	19.0	0.0	0.357	680.2	680.2	0.839	0	201.0	13751	30.7		0	20854.7	23586	5748	5209	8409	238	13919	5446

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.2 - SLU-SLE (A2-M1-R2)**



CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2-M1-R3) - SIS

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

- $R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$: Resistenza alla punta di progetto
- $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$: Resistenza laterale di progetto
- $R_{bk} = R_{bm} / \zeta$: Resistenza alla punta caratteristica
- $R_{sk} = R_{sm} / \zeta$: Resistenza laterale caratteristica
- $R_{bm} = Q_b$: Resistenza media alla punta
- $R_{sm} = Q_s$: Resistenza media laterale
- W_p : peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \times \sigma_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^* \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \sigma_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m ²	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	c_u	ϕ'	γ
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

FALDA

unit\`a

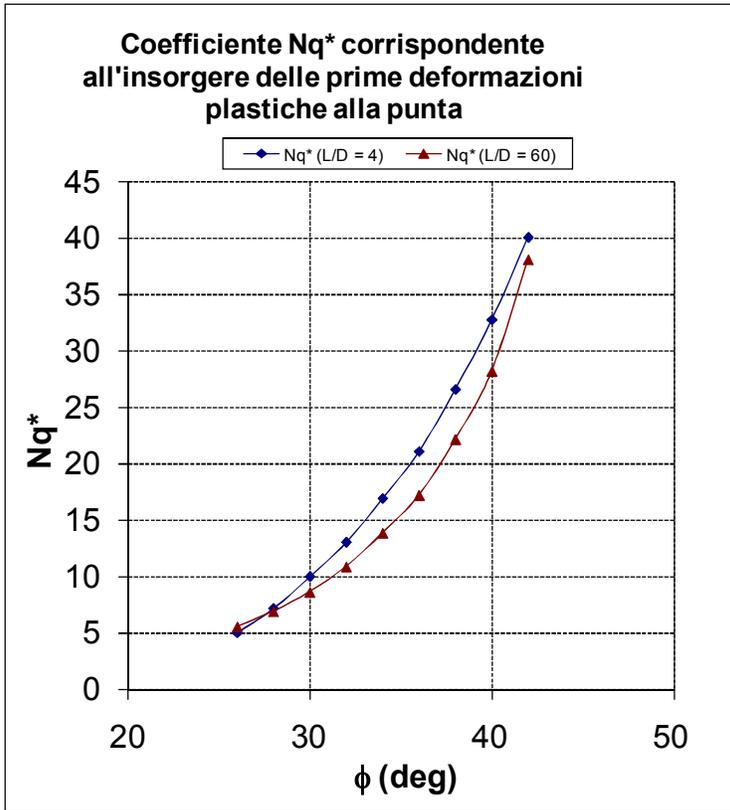
Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00
-------------------------------	---	-------

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	15.2
Tensione efficace in testa palo		15.2

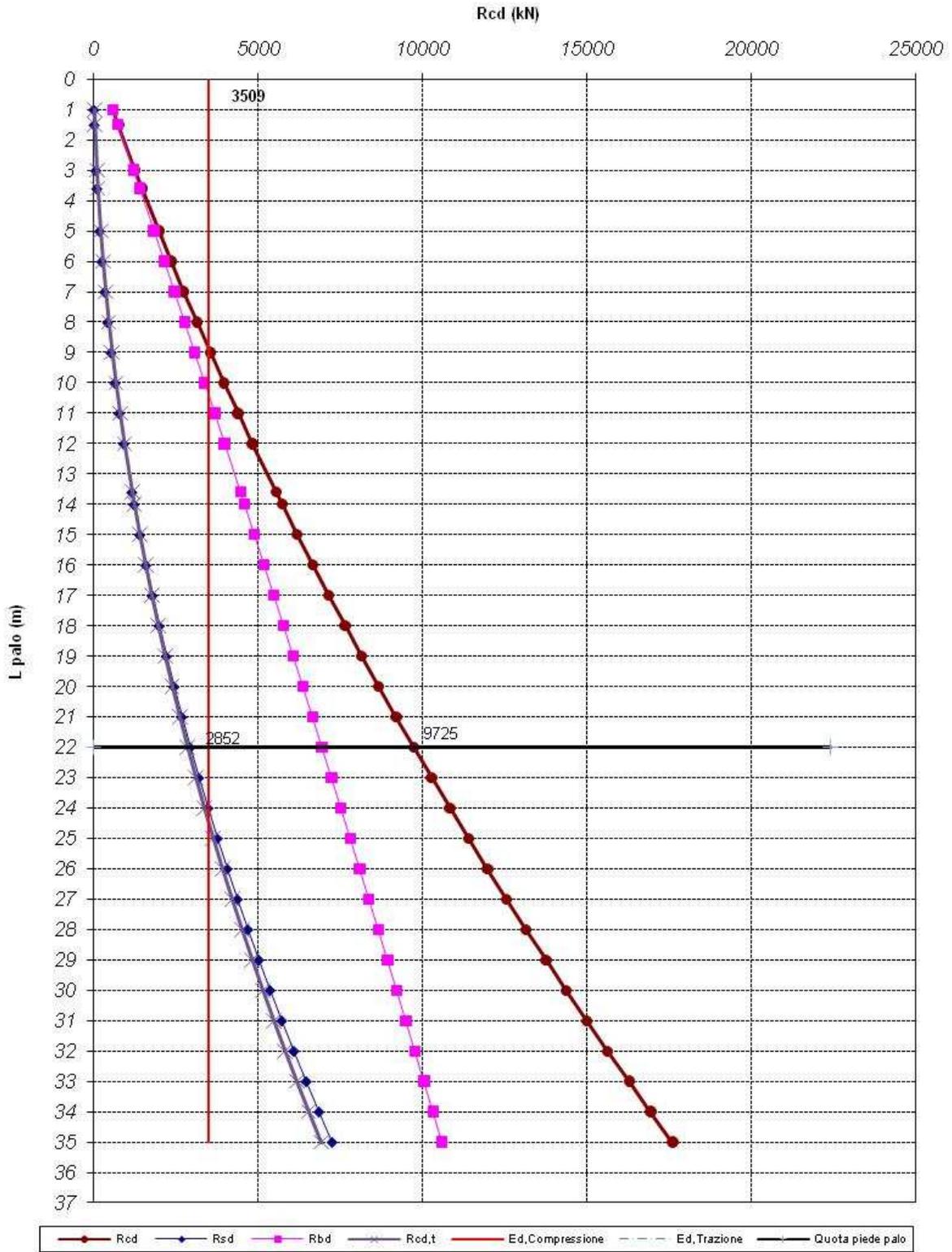
COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente γ_b		1.35
coefficiente γ_s		1.15
coefficiente γ_{st}		1.25
coefficiente ζ		1.65



Unità	z m	cu kPa	ϕ deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	qa kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	tan δ	qs,lim kPa	qs kPa	Qs kN	Nq^*	s^*_{cu} kPa	qb,lim kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rsd,t kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rcd,t kN
0	0	0	0	19	19.0			15.2	15.2		0					0								
1	1	0	40	19	19.0	0.0	0.357	34.2	34.2	0.839	0	7.4	28	33.0		0	1127.1	1275	15	14	572	7	580	20
1	2	0	40	19	19.0	0.0	0.357	43.7	43.7	0.839	0	11.7	50	32.9		0	1438.7	1627	26	24	730	10	747	34
1	3	0	40	19	19.0	0.0	0.357	72.2	72.2	0.839	0	17.4	148	32.8		0	2369.7	2680	78	72	1203	20	1261	92
1	4	0	40	19	19.0	0.0	0.357	83.6	83.6	0.839	0	23.3	201	32.8		0	2740.5	3099	106	97	1391	24	1473	122
1	5	0	40	19	19.0	0.0	0.357	110.2	110.2	0.839	0	29.0	354	32.7		0	3602.1	4074	187	172	1829	34	1982	206
1	6	0	40	19	19.0	0.0	0.357	129.2	129.2	0.839	0	35.9	490	32.6		0	4214.4	4766	258	237	2140	41	2357	278
1	7	0	40	19	19.0	0.0	0.357	148.2	148.2	0.839	0	41.6	646	32.6		0	4824.1	5456	341	313	2449	48	2742	361
1	8	0	40	19	19.0	0.0	0.357	167.2	167.2	0.839	0	47.3	824	32.5		0	5431.3	6143	434	400	2758	54	3138	454
1	9	0	40	19	19.0	0.0	0.357	186.2	186.2	0.839	0	53.0	1024	32.4		0	6035.9	6826	540	497	3065	61	3543	558
2	10	0	40	19	19.0	0.0	0.357	205.2	205.2	0.839	0	58.7	1245	32.3		0	6638.0	7507	656	604	3370	68	3959	672
2	11	0	40	19	19.0	0.0	0.357	224.2	224.2	0.839	0	64.4	1488	32.3		0	7237.4	8185	784	721	3675	75	4384	796
2	12	0	40	19	19.0	0.0	0.357	243.2	243.2	0.839	0	70.0	1752	32.2		0	7834.3	8860	923	849	3978	81	4820	931
2	14	0	40	19	19.0	0.0	0.357	273.6	273.6	0.839	0	77.5	2219	32.1		0	8784.1	9935	1169	1076	4460	92	5537	1168
2	14	0	40	19	19.0	0.0	0.357	281.2	281.2	0.839	0	83.1	2344	32.1		0	9020.5	10202	1236	1137	4580	95	5721	1232
2	15	0	40	19	19.0	0.0	0.357	300.2	300.2	0.839	0	87.1	2673	32.0		0	9609.7	10868	1409	1296	4879	102	6186	1398
2	16	0	40	19	19.0	0.0	0.357	319.2	319.2	0.839	0	92.8	3023	31.9		0	10196.3	11532	1593	1466	5177	109	6662	1574
2	17	0	40	19	19.0	0.0	0.357	338.2	338.2	0.839	0	98.5	3394	31.9		0	10780.4	12192	1789	1646	5474	115	7147	1761
2	18	0	40	19	19.0	0.0	0.357	357.2	357.2	0.839	0	104.2	3787	31.8		0	11361.9	12850	1996	1836	5769	122	7643	1958
2	19	0	40	19	19.0	0.0	0.357	376.2	376.2	0.839	0	109.9	4202	31.7		0	11940.8	13505	2214	2037	6063	129	8148	2166
2	20	0	40	19	19.0	0.0	0.357	395.2	395.2	0.839	0	115.6	4637	31.7		0	12517.2	14157	2444	2248	6355	136	8664	2384
2	21	0	40	19	19.0	0.0	0.357	414.2	414.2	0.839	0	121.3	5095	31.6		0	13091.0	14806	2685	2470	6647	143	9189	2613
2	22	0	40	19	19.0	0.0	0.357	433.2	433.2	0.839	0	127.0	5574	31.5		0	13662.3	15452	2937	2702	6937	149	9725	2852
2	23	0	40	19	19.0	0.0	0.357	452.2	452.2	0.839	0	132.7	6074	31.5		0	14230.9	16095	3201	2945	7225	156	10270	3101
2	24	0	40	19	19.0	0.0	0.357	471.2	471.2	0.839	0	138.4	6595	31.4		0	14797.0	16735	3476	3198	7513	163	10826	3361
2	25	0	40	19	19.0	0.0	0.357	490.2	490.2	0.839	0	144.1	7139	31.3		0	15360.6	17372	3762	3461	7799	170	11392	3631
2	26	0	40	19	19.0	0.0	0.357	509.2	509.2	0.839	0	149.8	7703	31.3		0	15921.5	18007	4060	3735	8084	176	11967	3911
2	27	0	40	19	19.0	0.0	0.357	528.2	528.2	0.839	0	155.5	8289	31.2		0	16479.9	18638	4369	4019	8367	183	12553	4202
2	28	0	40	19	19.0	0.0	0.357	547.2	547.2	0.839	0	161.2	8897	31.1		0	17035.8	19267	4689	4314	8650	190	13148	4504
2	29	0	40	19	19.0	0.0	0.357	566.2	566.2	0.839	0	166.9	9526	31.1		0	17589.0	19893	5020	4619	8931	197	13754	4815
2	30	0	40	19	19.0	0.0	0.357	585.2	585.2	0.839	0	172.6	10177	31.0		0	18139.7	20516	5363	4934	9210	204	14370	5138
2	31	0	40	19	19.0	0.0	0.357	604.2	604.2	0.839	0	178.3	10849	30.9		0	18687.9	21135	5717	5260	9488	210	14995	5470
2	32	0	40	19	19.0	0.0	0.357	623.2	623.2	0.839	0	183.9	11542	30.9		0	19233.4	21753	6083	5595	9755	217	15631	5813
2	33	0	40	19	19.0	0.0	0.357	642.2	642.2	0.839	0	189.6	12257	30.8		0	19776.4	22367	6460	5943	10041	224	16277	6167
2	34	0	40	19	19.0	0.0	0.357	661.2	661.2	0.839	0	195.3	12993	30.7		0	20316.9	22978	6848	6300	10316	231	16932	6531
2	35	0	40	19	19.0	0.0	0.357	680.2	680.2	0.839	0	201.0	13751	30.7		0	20854.7	23586	7247	6667	10589	238	17598	6905

**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.2 - SIS (A2-M1-R3)**



6.3.3 VERIFICA CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

Dalla caratterizzazione del suolo risulta che lo strato prevalente risulterebbe del tipo 3 o 4: a favore di sicurezza si assumono i parametri dello strato 2.

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	φ'	φ
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

La verifica del carico limite laterale dei pali viene svolta con il metodo di Broms con le ipotesi di palo flessibile incastrato in sommità e terreno incoerente.

Nel caso di palo flessibile il carico ultimo si ottiene per la formazione di cerniere plastiche nel palo. La formula di equilibrio delle azioni da cui ricavare il carico ultimo orizzontale per pali incastrati in sommità è la seguente:

$$H_{ult} \left(h + \sqrt{\frac{2H_{ult}}{\gamma DK_{p\delta}}} \right) - \frac{1}{3} H_{ult} \sqrt{\frac{2H_{ult}}{\gamma DK_{p\delta}}} = 2M_{ult}$$

In cui:

H_{ult} = carico ultimo orizzontale;

M_{ult} = Momento ultimo palo o momento plastico;

gli altri parametri sono descritti nella tabella riassuntivo di verifica

Per il calcolo della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali si considera il coefficiente parziale $R_2=1.6$ come indicato nel par. 6.4.3.1.2 del D.M. 14 Gennaio 2008.

Il taglio massimo in sommità dei pali è dovuto all'azione sismica ed è pari a:

		<i>corrisp.V3</i>		<i>quadrat.</i>	<i>elem.</i>	<i>comb.</i>		
V2	max	362.272	99.825	376	kN	354	1.1-5A)	c.1 M1+T+R X+++
	min	-399.299	99.825	412	kN	354	1.1-5A)	c.1 M1+T+R X+++
		<i>corrisp.V2</i>		<i>quadrat.</i>	<i>elem.</i>	<i>comb.</i>		
V3	max	457.784	-165.607	487	kN	354	1.1-5A)	c.1 M1+T+R X+++
	min	-432.026	-315.631	535	kN	354	2.1-5A)	c.1 M1+T+R X+-+
				535	kN			

Siccome le fondazioni in condizioni sismiche devono rimanere in campo elastico, si è scelto di mantenere tali anche i pali.

(*) Il momento ultimo considerato nell'equazione di equilibrio è il momento ultimo elastico del palo, cioè quello che determina nei materiali le tensioni della condizione di carico rara pari a:

Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm²)
B450C	360	-

Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
C25/30	0	15

Calcolo del Momento Ultimo:

Verifica C.A. S.L.U. - File:

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 120 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 32
 Diametro barre: 2 [cm]
 Coprifero (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

Collecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

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

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰
E_s : 200.000 N/mm ²	f_{cd} : 14.17
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 9.75
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0.6
	τ_{c1} : 1.829

σ_c : -5.817 N/mm²
 σ_s : 359.8 N/mm²

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

Verifica Pali:

Terreno Incoerente e palo flessibile		
Angolo di attrito terreno	$\phi =$	40 °
Coefficiente GEO	$\gamma_{M2} =$	1
Angolo di attrito fattorizzato	$\phi' =$	40.00
Coefficiente di spinta passiva	$k_p =$	4.60
Coefficiente di spinta passiva fattorizzata	$k_{p\delta} =$	13.80
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	20.00 kN/mc
Diametro del palo	$D =$	1.20 m
Lunghezza del palo	$L =$	20.00 m
Altezza fuori terra	$h =$	0.00 m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R2 (\gamma_T) =$	1.6
Momento ultimo sezione palo (*)	$M_{ult} =$	2690 kNm
Sezione incastrata in sommità		
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{ult} =$	5380.00 kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	2209.20 kN
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1380.75 kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	535.00 kN

VERIFICA SODDISFATTA