

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

TR-TRINCEE

TR00 - TRINCEE DI APPROCCIO ALLA GALLERIA ARTIFICIALE S. MARTINO

TR03 dal km 4+530.53 al km 4+942.53

Fabbricato FA03 – Relazione di calcolo pali di fondazione

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Conorzio	Data		
	Iricav Due ing. Paolo Carmona Data: Ottobre 2022			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
IN17	12	E	12	CL	TR0300	001	B	- - - P - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma Ing. Alberto LEVORATO	Data Ottobre 2022

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	R. CONFORTI <i>R. Conforti</i>	29/04/22	L. ALFIERI <i>LQ</i>	29/04/22	P. GALVANIN <i>PG</i>	29/04/22	
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ITALFERR	R. CONFORTI <i>R. Conforti</i>	25/10/22	L. ALFIERI <i>LQ</i>	25/10/22	P. GALVANIN <i>PG</i>	25/10/22	
								Data: 25/10/22

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1712EI2CLTR0300001B_00.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 2 di 51

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	Riferimenti Normativi	5
2.2	Progetto esecutivo.....	5
2.2.1	Elaborati progettuali.....	5
3	FABBRICATO FA03: DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
3.1	Aspetti generali.....	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA.....	10
4.1	Falda di progetto	10
4.2	Inquadramento sismico.....	10
5	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	11
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
6.1	Calcestruzzo pali di fondazione	12
6.2	Acciaio in barre.....	12
7	ANALISI DELLA PALIFICATA E DETERMINAZIONE CARICHI APPLICATI	14
7.1	Riferimenti normativi e specifiche di progetto	14
7.2	Modellazione strutturale.....	14
7.2.1	Determinazione sollecitazioni assiali testa pali	14
7.2.2	Determinazione sollecitazioni taglianti testa pali	22
7.2.2.1	Calcolo azioni da ritiro sulla platea	22
7.2.2.2	Azioni termiche sulla platea.....	22
7.2.3	Determinazione sollecitazioni taglianti e flettenti sui pali di fondazione	24
8	VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	29
8.1	Riepilogo sollecitazioni di verifica.....	29
8.2	Verifiche geotecniche dei pali di fondazione.....	30
8.2.1	Verifica dei pali nei confronti dei carichi verticali.....	30
8.2.1.1	Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di compressione.....	31
8.2.1.2	Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di trazione	31
8.2.1.3	Portata laterale	32
8.2.1.4	Portata di base.....	33
8.2.1.5	Determinazione della resistenza di progetto a trazione	33
8.2.1.6	Determinazione capacità portante	33
8.2.1.7	Determinazione rigidità assiale dei pali	36
8.2.2	Verifica dei pali nei confronti dei carichi orizzontali	37
8.2.2.1	Caso generale – Teoria di Broms	38
8.2.2.2	Determinazione del carico limite orizzontale	39
8.3	Verifiche strutturali dei pali.....	40

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL TR 03 0 0 001

Rev.
B

Foglio
3 di 51

8.3.1	Sezione di testa palo	42
8.3.2	Sezione armatura corrente.....	45
8.3.3	Verifica ancoraggio barre nella platea di fondazione.....	48
9	VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO DELLA RAMPA DI ACCESSO	50
10	VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO VASCA ANTINCENDIO	51

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 4 di 51

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le verifiche delle opere di fondazione profonde del piazzale del fabbricato FA03 al km 4+880 da realizzare nella tratta Verona - Padova, sublotto Verona - Montebello Vicentino, nell'ambito della progettazione definitiva della linea AV/AC Torino - Venezia.

Per la descrizione e verifiche strutturali delle opere in elevazione del fabbricato e della platea di fondazione in c.a. si rimanda alla relazione di calcolo IN1712EI2CLFA0300001 ed elaborati progettuali ad essa riferite.

Si specifica che oggetto della presente relazione sono le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di fondazione, le cui azioni sollecitanti sono state desunte dalla relazione di calcolo del fabbricato tecnologico FA03.

Nel seguito, dopo una breve descrizione delle condizioni geologiche e idrogeologiche dei terreni interessati dalle opere in oggetto, sono ricapitolati i criteri di calcolo adottati per le verifiche delle opere e quindi riportati gli esiti dei dimensionamenti e delle verifiche effettuate al fine di verificare le soluzioni proposte.

Per la descrizione e verifiche di progetto delle opere di sostegno degli scavi previsti per il fabbricato, si rimanda alla relazione 'IN1712EI2CLTR0000003A' (Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo) ed elaborati di progetto ad essa riferiti.

Per quanto riguarda le fasi esecutive di realizzazione delle opere si rimanda all'elaborato IN1712EI2WATR0300001; per le verifiche dei diaframmi e del tampone di fondo in jet grouting, necessari per sostenere le pareti di scavo e impermeabilizzare lo stesso durante la fase costruzione, si rimanda alla relazione di calcolo IN1711EI2CLTR0000003.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 5 di 51

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Riferimenti Normativi

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 – “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] Manuale di Progettazione delle opere civili RFI Parte II - Sezione 3, RFI DTC SI CS MA IFS 001 B
- [4] Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili RFI, RFI DTC SI SP IFS 001 B

2.2 Progetto esecutivo

2.2.1 Elaborati progettuali

IN1712EI2PATR0300007	Diaframmi e tampone di fondo - Planimetria di tracciamento e profili longitudinali Tav. 7
IN1712EI2PATR0300008	Opere di sostegno e tampone di fondo FA03 - Profilo longitudinale
IN1712EI2PATR0300009	Fabbricato FA03 – Pali di fondazione – Planimetria di tracciamento
IN1712EI2WATR0303001	Fabbricato FA03 – Pali di fondazione – Sezioni trasversali
IN1712EI2BZTR0303001	Fabbricato FA03 – Pali di fondazione – Armatura
IN1712EI2WATR0300001	Fabbricato FA03 – Opere di sostegno, pali di fondazione e tampone di fondo – Fasi esecutive
IN1712EI2BATR0301010	Fabbricato FA03 - Tampone di fondo campo 1 - Vasca di raccolta acque: Planimetria e sezioni
IN1712EI2BATR0301011	Fabbricato FA03 - Tampone di fondo campo 2 - Piazzale: Planimetria e sezioni
IN1712EI2BATR0301012	Fabbricato FA03 - Tampone di fondo campo 3 - Rampa di accesso: Planimetria e sezioni
IN1712EI2CLFA0300001	Relazione di calcolo strutturale
IN1712EI2EEFA0300001	Elenco elaborati
IN1712EI2CLTR0000003	Opere sostegno degli scavi e tampone di fondo - Relazione di calcolo
IN1712EI2RBTR0000001	Relazione geotecnica
IN1712EI2L6TR0000001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
IN1711EI2RBGA0100001	Relazione geotecnica
IN1711EI2SPGA0102001	Specifiche tecniche campo prova jet grouting
IN1711EI2L6GA0100001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche e profilo geotecnico
IN1711EI2RHGA0102001	Relazione finale campo prova jet grouting

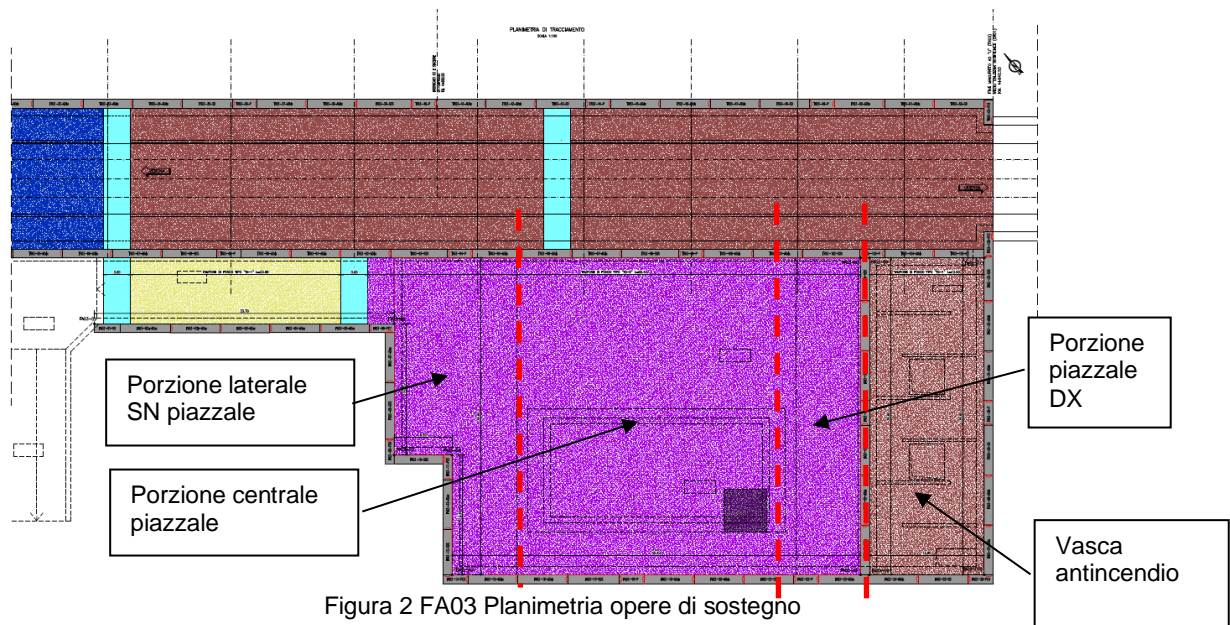


Figura 2 FA03 Planimetria opere di sostegno

Le strutture di fondazione ed elevazione del piazzale a quota piano ferro sono costituite da platea di fondazione di spessore pari a 80cm e contropareti in c.a. gettato in opera, di spessore nominale pari a 90cm. La platea è suddivisa in 3 parti da giunti a contatto: vasca antincendio area del fabbricato e piazzale esterno laterale. (Figura 2). Esse sono separate tra loro per mezzo di giunti a contatto. Per il piazzale a quota piano ferro è stata inserita una maglia di pali $\varnothing 1000$ trivellati di lunghezza $L=28m$ necessaria a contrastare la sottospinta idraulica (Figura 3).

I pali di fondazione della platea sono utilizzati per contrastare la sottospinta generata dal battente di falda a lungo termine e garantire l'equilibrio del manufatto al galleggiamento. Essi sono quindi prevalentemente sottoposti ad azioni di trazione/compressione in funzione dei livelli di falda assunti. Come anticipato nell'introduzione, i valori delle azioni verticali agenti sui pali di fondazione sono state ricavate combinando le reazioni caratteristiche estratte dal modello di calcolo del piazzale a quota P.F., di cui alla relazione IN1712EI2CLFA0300001.

La platea di fondazione funge anche da elemento di contrasto a lungo termine delle azioni di spinta del terreno e della falda agenti sui diaframmi disposti lungo il perimetro della fondazione. La continuità della platea e la presenza dei diaframmi lungo tutto il perimetro fanno sì che i pali non risultino direttamente sollecitati a taglio dalle spinte che si esercitano sui diaframmi in condizioni statiche e sismiche, in quanto autoequilibrate. In altre parole, si assume che l'effetto di taglio alla base dell'edificio sia trasmesso direttamente ai diaframmi perimetrali attraverso la rigidità assiale della platea, che è infinitamente più elevata di quella flessionale dei pali sottostanti.

Ai fini del dimensionamento si è previsto che i pali siano caricati in testa da una coazione dovuta al ritiro della platea e delle azioni termiche. Per il calcolo delle azioni di taglio si rimanda ai paragrafi successivi.

La vasca antincendio è fondata su una platea di fondazione diretta di spessore pari a 80cm. Per tale opera non sono previsti pali perché le azioni derivanti dalla sottospinta idraulica sono equilibrate dai diaframmi perimetrali a sostegno dello scavo connesse strutturalmente alle contropareti. Per le verifiche dei diaframmi perimetrali della vasca si rimanda alla apposita relazione di calcolo della trincea TR03.

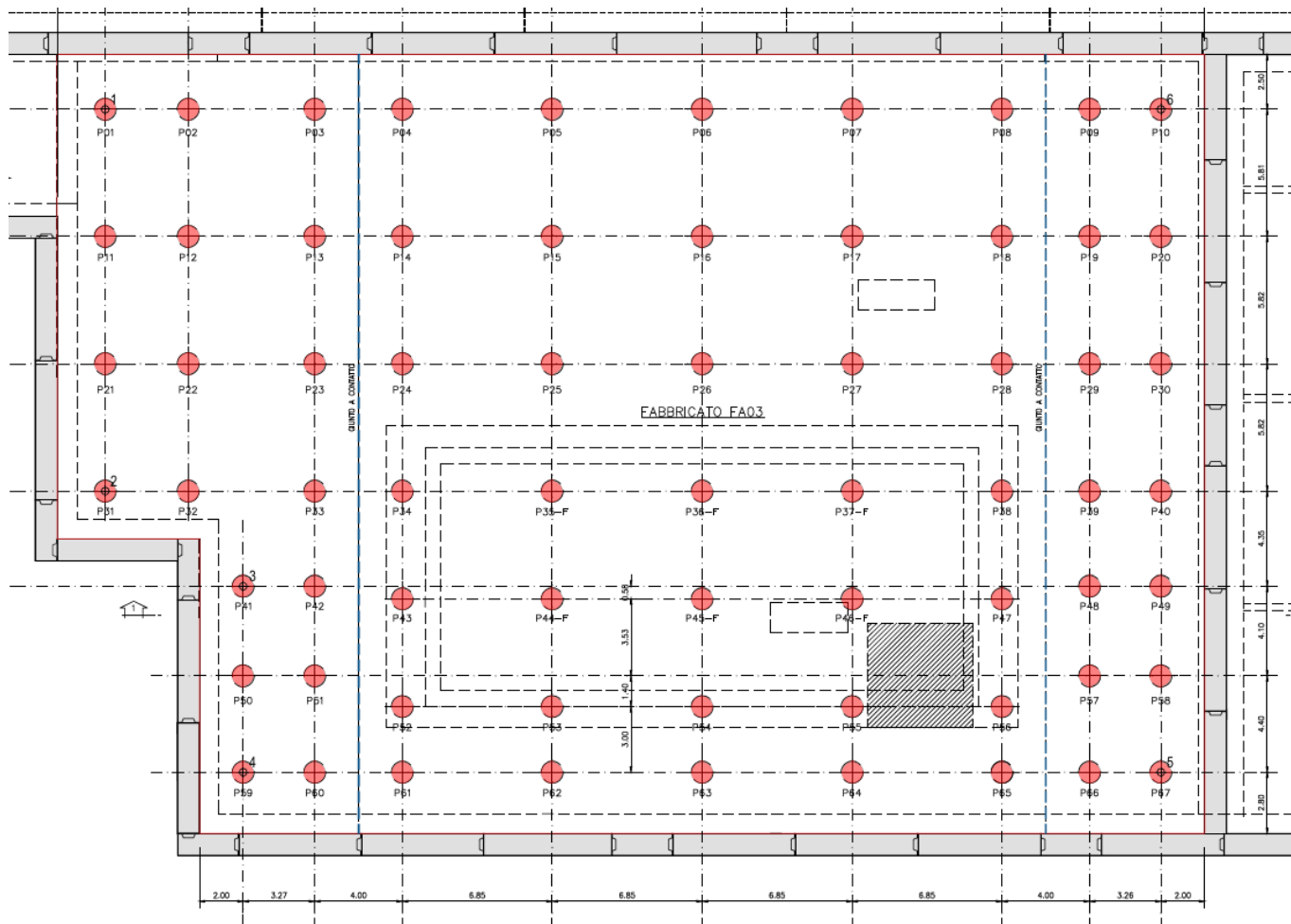


Figura 3 Planimetria pali di fondazione piazzale quota piano ferro

PALI IN C.A.					
NUMERO IDENTIFICATIVO	Ø (mm)	Lunghezza palo da intradosso fondazione (m)	Quota testa palo scapitozzato (m s.l.m.)	Lunghezza perforazione a vuoto (m)	Lunghezza perforazione totale (m)
P01 ÷ P34	1000	28,00	38,10	7,40	35,40
P35-F ÷ P37-F	1000	28,00	38,72	6,78	34,78
P38 ÷ P43	1000	28,00	38,10	7,40	35,40
P44-F ÷ P46-F	1000	28,00	38,72	6,78	34,78
P47 ÷ P67	1000	28,00	38,10	7,40	35,40

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>IRICAV2</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>				
<p>FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 12</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001</p>	<p>Rev. B</p>	<p>Foglio 9 di 51</p>

Tabella 1: Tabella riepilogativa altezza pali

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 10 di 51

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

La struttura idrogeologica del settore interessato dalla galleria artificiale e dalle trincee di approccio è caratterizzata dalla presenza dei depositi alluvionali della conoide del Fiume Adige al suo sbocco nella pianura padana, attribuita alle facies fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene Superiore. Trattasi di una unità ghiaioso-sabbiosa, potente oltre 200 m, intervallata da lenti argillose di modesto spessore, variabile tra 3 e 9 m, e di estensione areale alquanto limitata, collocate a profondità comprese tra 20 e 30 m circa dal piano campagna, che vanno a separare una prima falda libera da una seconda semi-confinata. La prima falda libera presenta una soggiacenza del livello freatico di circa 6-9 m da p.c. attuale.

Nell'area dell'opera oggetto della presente relazione si osserva una estesa copertura di unità ghiaioso-sabbiosa con spessori variabili tra 5 e 10m che poggia su strati di sabbie limose con spessori da 10 a 15 m e strati di limi argillosi compatti sovraconsolidati con spessori variabili da 5 a 10 m.

4.1 Falda di progetto

I valori di soggiacenza misurati nei piezometri lungo la tratta in esame indicano una sostanziale stabilità nelle escursioni stagionali. La differenza di quota massima e minima misurata risulta essere inferiore a 3 m.

Ai fini progettuali, prendendo a riferimento i livelli di falda definiti nella Relazione Idrogeologica di tratta (Doc. rif. IN1711EI2RHGE0000003), si assumeranno:

1. quota della falda di riferimento in fase di costruzione: pari alla falda media "misurata" incrementata di 0.5 m;
2. quota della falda a breve termine: pari alla falda media "misurata" incrementata di 3.0 m;
3. quota di falda a lungo termine: pari alla falda media "misurata" incrementata di 4.5 m;

In corrispondenza del fabbricato FA03 la quota di falda a lungo termine è variabile tra 45.75m e 45.40m, con quota decrescente avvicinandosi alla GA01.

Ai fini del dimensionamento dei pali di fondazione del piazzale a quota ferro del fabbricato, la quota di progetto della falda è stata assunta coincidente a quota testa pali della platea di fondazione del piazzale.

4.2 Inquadramento sismico

Per la caratterizzazione sismica dell'opera in esame si rimanda al documento 'Relazione di calcolo strutturale', paragrafo §9, doc. No. IN1712EI2CLFA0300001.



5 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Sulla base di quanto riportato al paragrafo §4 e in maniera più dettagliata nelle relazioni geotecniche delle trincee IN1712EI2RBTR0000001 e della GA01 IN1711EI2RBGA0100001 e nei rispettivi profili geotecnici IN1712EI2L6TR0000001 e IN1711EI2L6GA0100001, la stratigrafia di progetto utilizzata per l'opera di fondazione in esame è composta dalle seguenti unità stratigrafiche:

- ALL_6: ghiaia e ghiaia sabbiosa limosa;
- ALL_2: limi argillosi;
- ALL_4: sabbie limose.

Parametri	ALL_2	ALL_4	ALL6
γ [kN/m ³]	20	20	20
φ' [°]	28	38	38÷40
c' [kPa]	0.0	0.0	0.0
NSPT [-]	10÷20	30	40

Unità	Spessore [m]
ALL_2	0.0÷3.0
ALL_4	3.0÷21.5
ALL_2	21.5÷26.5
ALL_6	26.5÷35



6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 Calcestruzzo pali di fondazione

- Classe di resistenza minima $C(f_{ck}/R_{ck})_{min}$: C25/30 MPa
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Tipo di cemento UN EN197-1:2006 CEM III-IV

Copriferro minimo

- ricoprimento minimo per i pali di fondazione: $c_{min} = 60\text{mm}$

6.2 Acciaio in barre

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione di Rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di Snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Resistenze di progetto allo SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente di sicurezza

$\epsilon_{cuk} = 75\%$ allungamento caratteristico a rottura

$\epsilon_{cuk} = 67.5\%$ allungamento a rottura di calcolo

Si assume a rottura un diagramma tensione-deformazione bilineare finito con incrudimento ovvero il diagramma tipo (a) di cui al par. 4.1.2.1.2.3 del Testo Unico.

Tensione di lavoro limite agli SLE

Trazione massima in esercizio per Combinazione Caratteristica Rara = 337.5 N/mm^2 ($0.75 f_{yk}$)

Il massimo interasse delle barre ad aderenza migliorata è indicato nella tabella sottostante:

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente di sicurezza

$\epsilon_{cuk} = 75\%$ allungamento caratteristico a rottura

Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando la Combinazione Caratteristica Rara

a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} confrontandola con la resistenza

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL TR 03 0 0 001

Rev.
B

Foglio
13 di 51

caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

b) Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel D.M. LL.PP. relativo alle “Norme Tecniche per le costruzioni” (D.M. 14.01.2008), cui fa riferimento il “Manuale di progettazione delle opere civili” di RFI.

La massima apertura ammissibile risulta (assumendo una classe di esposizione XC2 strutture poste a permanente contatto con il terreno):

$$w_{amm} = w_1 = 0.20\text{mm}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 14 di 51

7 ANALISI DELLA PALIFICATA E DETERMINAZIONE CARICHI APPLICATI

7.1 Riferimenti normativi e specifiche di progetto

Le verifiche sono condotte, in osservanza al D.M. del 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, attraverso il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle NTC 2008 e del MdP sopra richiamato.

7.2 Modellazione strutturale

Per dettagli sulla metodologia seguita per la modellazione strutturale dell’opera in esame, si rimanda al documento ‘Relazione di calcolo strutturale’, paragrafo §11, doc. No. IN1712EI2CLFA0300001.

7.2.1 Determinazione sollecitazioni assiali testa pali

Come riportato nella ‘Relazione di calcolo strutturale’ (doc.No.IN1712EI2CLFA0300001) paragrafo §11.4.1, la platea di fondazione è stata modellata con una piastra bidimensionale vincolata in direzione verticale con vincoli elastici di rigidezza pari a 600000 kN/m che simulano la palificata. Il valore di rigidezza dei pali di fondazione è stato determinato attraverso l’elaborazione della curva carico-cedimento dei pali come riportato al successivo §.8.2.1.7. La citata relazione di calcolo strutturale del fabbricato riporta le reazioni vincolari caratteristiche dei pali di fondazione, che sono state combinate secondo le modalità descritte in seguito, in modo da ottenere gli involucri massimi e minimi, sintetizzate nelle Tabella 7, Tabella 8, Tabella 9 e Tabella 10.

Per ogni palo le reazioni vincolari caratteristiche esplicitate in Tabella 2 sono state combinate secondo i 6+6 gruppi di coefficienti parziali. In tali gruppi di combinazioni si definiscono “favorevoli” le condizioni di carico che incrementano l’azione di compressione sul palo e “sfavorevoli” le condizioni che incrementano l’azione di trazione sul palo.

Per ogni palo e per ogni gruppo di coefficienti parziali si calcolano le risultanti massime di compressione amplificando, secondo i coefficienti riportati nelle Tabella 3-Tabella 4-Tabella 5-Tabella 6, i valori favorevoli e assumendo nulli quelli sfavorevoli.

Analogamente si calcolano le risultanti massime di trazione amplificando, secondo i coefficienti riportati nelle medesime tabelle, i valori sfavorevoli e moltiplicando per 1 i valori favorevoli di carattere permanente e per 0 quelli favorevoli di carattere accidentale. Si specifica che nel SET-1 di coefficienti parziali si considerano come favorevoli i soli pesi propri strutturali, mentre nel SET-2 si considerano come favorevoli anche i carichi permanenti non strutturali.

Si rimanda alla ‘Relazione di calcolo strutturale’ doc.No. IN1712EI2CLFA0300001 per maggiori dettagli sulla determinazione delle singole combinazioni di calcolo considerate.



No	Name	Type	Description
1	G1-1	Dead Load (D)	pp modellato
2	G1-2	Dead Load (D)	Dead Edificio
3	G2-1	Dead Load (D)	perm. Edificio (impianti+finitura+mur
4	G2-2	Dead Load (D)	perm. verticali da magrone piazzale
5	G3-2	Dead Load (D)	Sottospinta idraulica di 39KN/mq
6	Q	Live Load (L)	acc. da traffico pari a 20KN/mq
7	Q Ed	Live Load (L)	Variabile Edificio
8	T+	Temperature (T)	acc. termica +15 ac. +10 ca
9	T-	Temperature (T)	acc. termica -15 ac. -10 ca
10	Spinta_terra	User Defined Load (U)	Spinta terra controfodera
11	Spinta_idra	User Defined Load (U)	Spinta idraulica controfodera
12	Spinta_sisma	User Defined Load (U)	Spinta sismica controfodera
13	Sovraspinta_idra	User Defined Load (U)	SovraSpinta idra controfodera
14	RSP_X_EDIFICIO	User Defined Load (U)	SISMA X DA EDIFICIO
15	RSP_Y_EDIFICIO	User Defined Load (U)	SISMA Y DA EDIFICIO

Tabella 2 Condizioni di carico considerate nell'analisi strutturale della platea di fondazione

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica Documento E12 CL TR 03 0 0 001	Rev. A	Foglio 16 di 51

- 'SET-1': massima sottospinta idraulica in assenza di carichi permanenti portati stabilizzanti agenti sull'edificio o sul piazzale

		G1-1		G2-2			G3-2	Q						
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO
STATICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1											
STATICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3				
STATICA MAX PESO	γ favorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3				
STATICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1					1					
SISMICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1	1							1		1	1
SISMICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA MAX PESO	γ favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1							1		1	1

Tabella 3 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-1' – SLU-SLV

		G1-1		G2-2			G3-2	Q						
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO
STATICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1											
STATICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
STATICA MAX PESO	γ favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
STATICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1					1					

Tabella 4 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-1' – SLE

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA				
						
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 17 di 51

- 'SET-2': massima sottospinta idraulica in presenza di carichi permanenti portati stabilizzanti agenti sull'edificio o sul piazzale

		G1-1			G2-2	G3-2	Q		Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra		
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO
STATICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1	1	1									
STATICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3				
STATICA MAX PESO	γ favorevole	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,35	1,5	1,3	1,3				
STATICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1					1					
SISMICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1	1							1		1	1
SISMICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA MAX PESO	γ favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1							1		1	1

Tabella 5 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-2' – SLU-SLV

		G1-1			G2-2	G3-2	Q		Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra		
		G1-1	G1-2	G2-1	G2-2	G3-2	Q	Q Ed	Spinta_terra	Spinta_idra	Spinta_sisma	Sovraspinta_idra	RSP_X_EDIFICIO	RSP_Y_EDIFICIO
STATICA MAX FALDA	γ favorevole	1	1	1	1									
STATICA MAX FALDA	γ sfavorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
STATICA MAX PESO	γ favorevole	1	1	1	1	1	1	1	1	1				
STATICA MAX PESO	γ sfavorevole	1	1	1					1					

Tabella 6 Coefficienti parziali condizioni di carico 'SET-2' – SLE

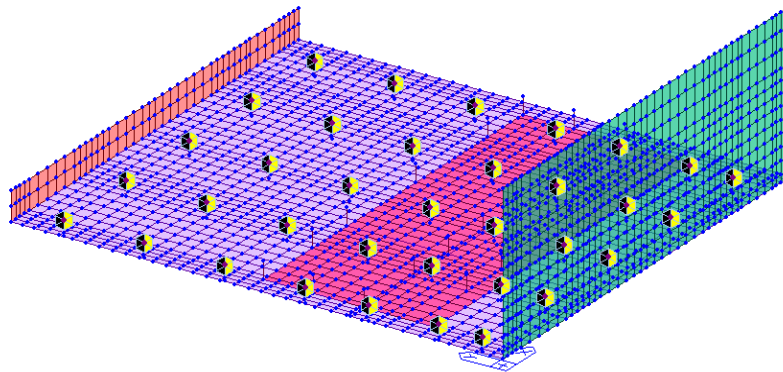


Figura 4 Geometria del modello di calcolo strutturale

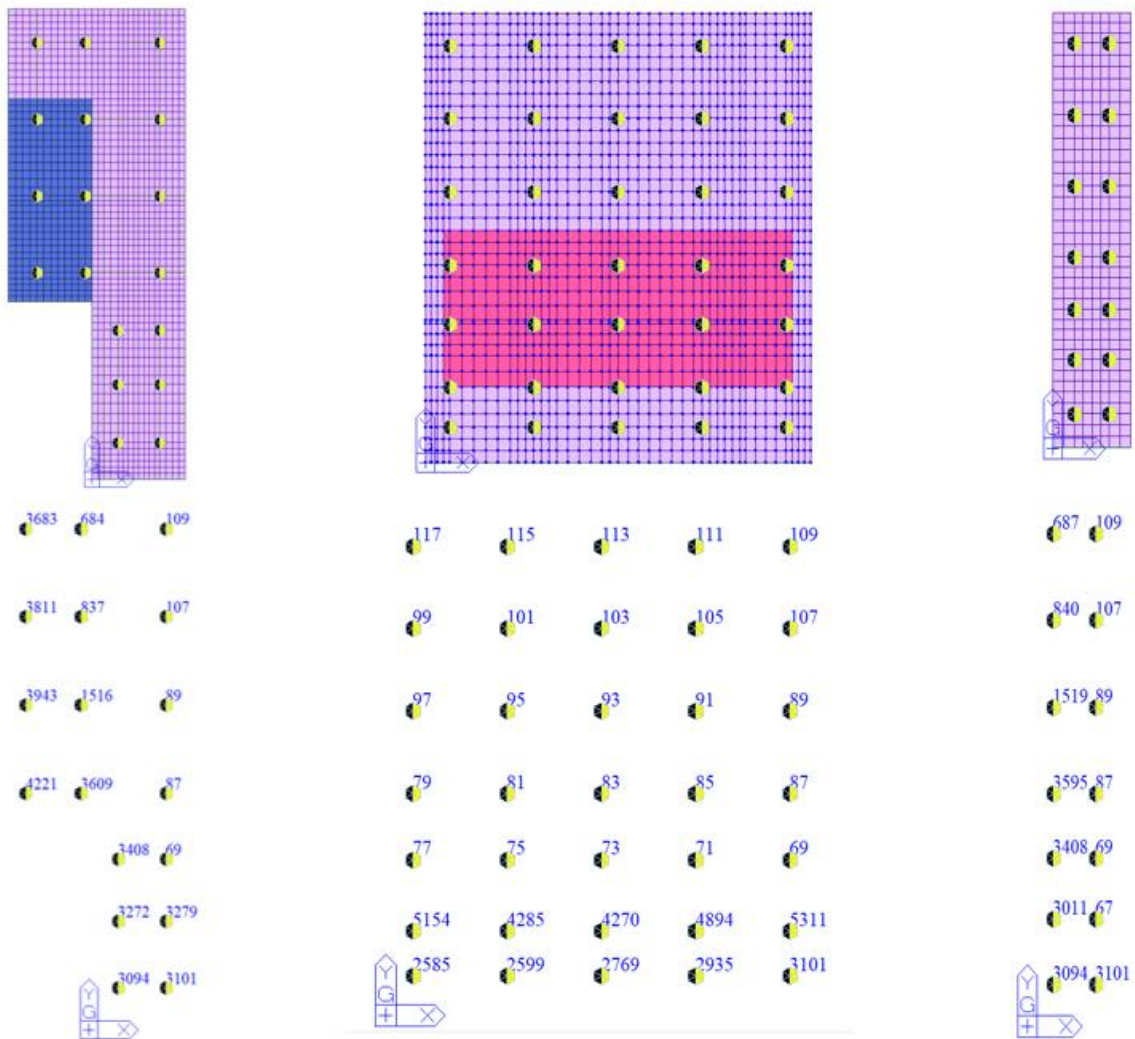


Figura 5 Numerazione dei nodi vincolati.



Le reazioni vincolari delle combinazioni di carico di progetto ottenute per i set di combinazioni definiti in precedenza sono riportate in Tabella 7 (valori positivi dell'azione assiale indicano compressione). Tali valori sono stati utilizzati per la verifica dei pali per carichi verticali e determinare le lunghezze dei pali (si veda §8.2.1 della presente relazione di calcolo) e per le verifiche strutturali riportate al §8.3.

	3683	684	109	117	115	113	111	109	687	109
STATICA MAX FALDA	-1370	-2028	-2087	-2268	-2927	-3014	-2926	-2260	-1585	-1585
STATICA MAX PESO	2707	3156	2792	2801	3622	3731	3625	2804	1821	2001
SISMICA MAX FALDA	-864	-915	-1324	-1583	-2046	-2107	-2047	-1579	-1127	-1127
SISMICA MAX PESO	1107	1087	730	2128	2753	2835	2754	2131	1387	1525
	3811	837	107	99	101	103	105	107	840	107
STATICA MAX FALDA	-1565	-2164	-2591	-2467	-3205	-3257	-3211	-2457	-1678	-1678
STATICA MAX PESO	2881	3349	2859	2753	3638	3681	3633	2754	1841	2025
SISMICA MAX FALDA	-1544	-620	-1373	-1766	-2293	-2337	-2303	-1754	-1193	-1193
SISMICA MAX PESO	1089	1441	761	2090	2760	2786	2750	2097	1401	1542
	3943	1516	89	97	95	93	91	89	1519	89
STATICA MAX FALDA	-1624	-1610	-2570	-2314	-3023	-3080	-3052	-2302	-1729	-1729
STATICA MAX PESO	3424	3803	3143	2972	3689	3616	3592	2904	1896	2075
SISMICA MAX FALDA	-2290	-72	-1124	-1501	-1976	-2079	-2067	-1499	-1256	-1256
SISMICA MAX PESO	1058	1871	981	2277	2802	2732	2715	2273	1423	1561
	4221	3609	87	79	81	83	85	87	3595	87
STATICA MAX FALDA	-1788	-653	-2084	-1826	-2490	-2564	-2546	-1819	-1509	-1509
STATICA MAX PESO	3759	3531	2663	2673	2924	2672	2727	2477	1598	1762
SISMICA MAX FALDA	-3363	-191	-910	-845	-1146	-1285	-1345	-926	-1108	-1108
SISMICA MAX PESO	754	1689	836	2101	2384	2191	2223	2044	1195	1321
		3408	69	77	75	73	71	69	3408	69
STATICA MAX FALDA		-637	-1691	-1823	-2293	-2354	-2362	-1840	-1344	-1344
STATICA MAX PESO		2903	1929	2613	3108	2884	3010	2492	1439	1589
SISMICA MAX FALDA		-235	-768	-552	-408	-449	-620	-609	-740	-740
SISMICA MAX PESO		1271	542	2524	3114	2968	3055	2535	1374	1490
		3272	3279	5154	4285	4270	4894	5311	3011	67
STATICA MAX FALDA		-738	-1557	-1589	-1788	-1797	-1828	-1606	-1380	-1380
STATICA MAX PESO		3016	2110	2927	3720	3698	3634	2862	1986	2134
SISMICA MAX FALDA		-918	-467	-266	-130	-48	-226	-270	-235	-235
SISMICA MAX PESO		1055	734	3069	3684	3723	3644	3070	2385	2499
		3094	3101	2585	2599	2769	2935	3101	3094	3101
STATICA MAX FALDA		-682	-930	-2124	-2234	-2222	-2246	-2117	-1527	-1527
STATICA MAX PESO		3778	3918	4131	4640	4649	4586	4074	2822	2979
SISMICA MAX FALDA		-1392	799	-2722	-2792	-2741	-2811	-2706	-1900	-1900
SISMICA MAX PESO		1254	2112	1998	2359	2383	2325	1967	1396	1516

Tabella 7 Reazioni assiali pali di fondazione – 'SET-1' – SLU-SLV



	3683	684	109	117	115	113	111	109	687	109
STATICA MAX FALDA	-780	-1427	-1471	-1585	-2047	-2108	-2046	-1580	-1128	-1128
STATICA MAX PESO	2060	2406	2126	2126	2752	2834	2755	2130	1386	1524
	3811	837	107	99	101	103	105	107	840	107
STATICA MAX FALDA	-790	-1546	-1939	-1763	-2280	-2319	-2285	-1755	-1194	-1194
STATICA MAX PESO	2149	2554	2166	2088	2766	2798	2762	2091	1400	1541
	3943	1516	89	97	95	93	91	89	1519	89
STATICA MAX FALDA	-650	-1027	-1934	-1591	-2075	-2123	-2104	-1580	-1229	-1229
STATICA MAX PESO	2505	2899	2388	2261	2809	2753	2735	2209	1440	1578
	4221	3609	87	79	81	83	85	87	3595	87
STATICA MAX FALDA	-602	-91	-1560	-1193	-1649	-1717	-1705	-1187	-1078	-1078
STATICA MAX PESO	2685	2685	2026	2045	2239	2047	2087	1893	1213	1339
		3408	69	77	75	73	71	69	3408	69
STATICA MAX FALDA		-184	-1298	-1279	-1552	-1611	-1621	-1296	-1002	-1002
STATICA MAX PESO		2210	1468	1996	2381	2211	2302	1901	1094	1210
		3272	3279	5154	4285	4270	4894	5311	3011	67
STATICA MAX FALDA		-156	-1197	-1107	-1148	-1155	-1190	-1123	-1052	-1052
STATICA MAX PESO		2251	1608	2233	2843	2828	2776	2183	1513	1627
		3094	3101	2585	2599	2769	2935	3101	3094	3101
STATICA MAX FALDA		89	-536	-1103	-1123	-1111	-1135	-1096	-803	-803
STATICA MAX PESO		2787	2994	3035	3434	3442	3393	2994	2082	2202

Tabella 8 Reazioni assiali pali di fondazione – ‘SET-1’ – SLE

	3683	684	109	117	115	113	111	109	687	109
STATICA MAX FALDA	-892	-1284	-1254	-1407	-1814	-1865	-1812	-1399	-991	-852
STATICA MAX PESO	2707	3156	2792	2801	3622	3731	3625	2804	1821	2001
SISMICA MAX FALDA	-864	-915	-1324	-1583	-2046	-2107	-2047	-1579	-1127	-1127
SISMICA MAX PESO	1585	1831	1563	2128	2753	2835	2754	2131	1387	1525
	3811	837	107	99	101	103	105	107	840	107
STATICA MAX FALDA	-1269	-1552	-1755	-1561	-2034	-2066	-2040	-1551	-1118	-977
STATICA MAX PESO	2881	3349	2859	2753	3638	3681	3633	2754	1841	2025
SISMICA MAX FALDA	-1544	-620	-1373	-1766	-2293	-2337	-2303	-1754	-1193	-1193
SISMICA MAX PESO	1385	2053	1596	2090	2760	2786	2750	2097	1401	1542
	3943	1516	89	97	95	93	91	89	1519	89
STATICA MAX FALDA	-1442	-1120	-1749	-1380	-1910	-2007	-1990	-1427	-1145	-1007
STATICA MAX PESO	3424	3803	3143	2972	3689	3616	3592	2904	1896	2075
SISMICA MAX FALDA	-2290	-72	-1124	-1501	-1976	-2079	-2067	-1499	-1256	-1256
SISMICA MAX PESO	1240	2362	1802	2277	2802	2732	2715	2273	1423	1561
	4221	3609	87	79	81	83	85	87	3595	87
STATICA MAX FALDA	-1721	-276	-1395	-1031	-1721	-1917	-1909	-1200	-1009	-883
STATICA MAX PESO	3759	3531	2663	2673	2924	2672	2727	2477	1598	1762
SISMICA MAX FALDA	-3363	-191	-910	-845	-1146	-1285	-1345	-926	-1108	-1108
SISMICA MAX PESO	754	2067	1525	2101	2384	2191	2223	2044	1195	1321
		3408	69	77	75	73	71	69	3408	69
STATICA MAX FALDA		-197	-1158	-1204	-1607	-1753	-1796	-1358	-947	-831
STATICA MAX PESO		2903	1929	2613	3108	2884	3010	2492	1439	1589
SISMICA MAX FALDA		-235	-768	-552	-408	-449	-620	-609	-740	-740
SISMICA MAX PESO		1711	1074	2524	3114	2968	3055	2535	1374	1490
		3272	3279	5154	4285	4270	4894	5311	3011	67
STATICA MAX FALDA		-350	-1059	-1048	-1063	-1072	-1159	-1099	-1001	-887
STATICA MAX PESO		3016	2110	2927	3720	3698	3634	2862	1986	2134
SISMICA MAX FALDA		-918	-467	-266	-130	-48	-226	-270	-235	-235
SISMICA MAX PESO		1443	1232	3069	3684	3723	3644	3070	2385	2499
		3094	3101	2585	2599	2769	2935	3101	3094	3101
STATICA MAX FALDA		-306	-382	-1277	-1316	-1292	-1337	-1272	-986	-866
STATICA MAX PESO		3778	3918	4131	4640	4649	4586	4074	2822	2979
SISMICA MAX FALDA		-1392	799	-2722	-2792	-2741	-2811	-2706	-1900	-1900
SISMICA MAX PESO		1631	2659	1998	2359	2383	2325	1967	1396	1516

Tabella 9 Reazioni assiali pali di fondazione – ‘SET-2’ – SLU-SLV



	3683	684	109	117	115	113	111	109	687	109
STATICA MAX FALDA	-302	-683	-638	-724	-933	-958	-932	-719	-534	-395
STATICA MAX PESO	2060	2406	2126	2126	2752	2834	2755	2130	1386	1524
	3811	837	107	99	101	103	105	107	840	107
STATICA MAX FALDA	-494	-934	-1104	-856	-1109	-1127	-1114	-849	-634	-493
STATICA MAX PESO	2149	2554	2166	2088	2766	2798	2762	2091	1400	1541
	3943	1516	89	97	95	93	91	89	1519	89
STATICA MAX FALDA	-468	-537	-1113	-658	-962	-1050	-1041	-705	-645	-506
STATICA MAX PESO	2505	2899	2388	2261	2809	2753	2735	2209	1440	1578
	4221	3609	87	79	81	83	85	87	3595	87
STATICA MAX FALDA	-535	287	-871	-398	-880	-1070	-1068	-567	-578	-452
STATICA MAX PESO	2685	2685	2026	2045	2239	2047	2087	1893	1213	1339
		3408	69	77	75	73	71	69	3408	69
STATICA MAX FALDA		256	-765	-659	-866	-1009	-1055	-814	-604	-488
STATICA MAX PESO		2210	1468	1996	2381	2211	2302	1901	1094	1210
		3272	3279	5154	4285	4270	4894	5311	3011	67
STATICA MAX FALDA		232	-699	-565	-424	-430	-521	-617	-673	-559
STATICA MAX PESO		2251	1608	2233	2843	2828	2776	2183	1513	1627
		3094	3101	2585	2599	2769	2935	3101	3094	3101
STATICA MAX FALDA		466	12	-256	-205	-181	-225	-251	-263	-143
STATICA MAX PESO		2787	2994	3035	3434	3442	3393	2994	2082	2202

Tabella 10 Reazioni assiali pali di fondazione – ‘SET-2’ – SLE

Per i set di combinazione ‘SET-1’ e ‘SET-2’ sopra definiti, le massime e minime azioni assiali risultano essere le seguenti (Tabella 11), valori positivi indicano azioni di compressione. Con tali azioni sono state eseguite le verifiche geotecniche e strutturali riportate dei pali riportate nei paragrafi 8.2 e 0.

Combinazione	AZIONI ASSIALI PALI	
	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)
STATICA MAX FALDA (SLU1) – SET 1	-637	-3257
STATICA MAX PESO (SLU2) – SET 1	4649	1439
SISMICA MAX FALDA (SLV SISMA 1) – SET 1	799	-3363
SISMICA MAX PESO (SLV SISMA 2) – SET 1	3114	542

Tabella 11 Azioni assiali pali di fondazione massime e minime – SLU-SLV

Combinazione	AZIONI ASSIALI PALI	
	N _{max} (kN/palo)	N _{min} (kN/palo)
STATICA MAX FALDA (SLE RARA1) – SET 1	89	-2319
STATICA MAX PESO (SLE RARA2) – SET 1	3442	1094
STATICA MAX FALDA (SLE RARA1) – SET 2	466	-1127

Tabella 12 Azioni assiali pali di fondazione massime e minime – SLE

Le combinazioni di carico SET 2 sono state utilizzate esclusivamente per le verifiche a fessurazione dei pali in quanto le combinazioni di SET 1 corrispondono ad uno scenario eccezionale di carico in cui è presente la massima sottospinta idraulica in assenza dei carichi permanenti dell'edificio e della platea.



7.2.2 Determinazione sollecitazioni taglianti testa pali

Come indicato in precedenza, i pali sono sollecitati a taglio dalle coazioni che si generano in testa agli stessi per effetto delle azioni termiche e di ritiro agenti sulla platea di fondazione.

Per stimare i valori di queste azioni di taglio si calcola il valore di spostamento massimo della platea per effetto di azioni termiche e ritiro, ipotizzando una libera deformazione della stessa.

7.2.2.1 Calcolo azioni da ritiro sulla platea

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EC 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M.14-01-2008.

L'analisi viene svolta per una striscia di larghezza unitaria della sola fondazione, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A/u = 2 \times H$, ed un calcestruzzo C30/37 classe N.

Concrete class	f _{ck} (Mpa)	30,7	N	concrete class	α_{ds1}	α_{ds2}	α
Concrete elastic modulus	E _{cm} (Gpa)	=	33,019	S	3	0,13	-1
linear coefficient of thermal expansion	$\alpha_{thermal}$	=	1,00E-05	N	4	0,12	0
element thickness	s (mm)	=	800	R	6	0,11	1
exposed surfaces	n°	=	1	K_h value	h₀	k_h	
member's notional size $\alpha=2Ac/u h_0$	α (mm)	=	1600		100	1	
relative humidity	UR%	=	75		200	0,85	
age of concrete in days	t (gg)	=	54750		300	0,75	
age at the beginning of drying shrinkage	t _s (gg)	=	2		>500	0,7	
age of concrete at loading in days	t ₀ (gg)	=	2	parameters for E_{long term} calculation			
coefficient which depends on the type of ce	α_{ds1}	=	4	α_1	0,932		
coefficient which depends on the type of ce	α_{ds2}	=	0,12	α_2	0,980		
reference mean compressive strength	f _{cm0} (Mpa)	=	10	α_3	0,951		
characteristic compressive strength	f _{ck} (Mpa)	=	30,71	α	0,000		
mean compressive strength	f _{cm} (Mpa)	=	38,71	t ₀ (modified)	2,000		
coefficient for UR%	β_{RH}	=	0,896	ϕ_{RH}	1,195		
basic drying shrinkage strain	ϵ_{cd0}	=	3,16E-04	$\beta(t_0)$	0,801		
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,955	$\beta(f_{cm})$	2,700		
coefficient depending on the notional size	k _h	=	0,7		1500		
drying shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cd}(t)$	=	0,2113		1426		
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as}(t)$	=	1,0000	β_H	1426		
autogenous shrinkage strain - infinity	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5,18E-05	ϕ_0	2,585		
autogenous shrinkage strain x1000	$\epsilon_{ca}(t)$	=	0,0518	$\beta_c(t, t_0)$	0,992		
total shrinkage strain x1000	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$	=	0,2630	$\phi(t, t_0)$	2,565		
Equivalent thermal effect	ΔT °C	=	7,38	E_{cm}(t, t₀)	9,263		

Tabella 13 Determinazione azioni da ritiro sui pali FA03

Si ottiene un valore di azione termica equivalente pari a 7.38°C.

7.2.2.2 Azioni termiche sulla platea

In accordo al §3.5.5 delle NTC2008, nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza, come nel caso in esame, è possibile considerare un valore di ΔT_u per strutture protette pari a ± 10 °C. L'assunzione risulta giustificata dal fatto che al di sopra del solettone sono presenti circa 80 cm di finitura.



In accordo, inoltre, con il §4.1.1.1 delle NTC2008, per la determinazione degli effetti delle azioni termiche e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidezze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidezza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidezza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Nei calcoli a seguire si ridurranno quindi gli effetti delle azioni termiche e del ritiro, ipotizzando una riduzione del 50% allo stato limite ultimo e del 75% allo stato limite di esercizio.

$$\Delta T_{\text{ridotto}}(\text{SLE}) = \pm 10^{\circ}\text{C} \cdot 0.75 = 7.5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{ridotto}}(\text{SLU}) = \pm 10^{\circ}\text{C} \cdot 1.5 \cdot 0.5 = 7.5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{ritiro}}_{\text{ridotto}}(\text{SLE}) = \pm 7.4^{\circ}\text{C} \cdot 0.75 = 5.55^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{ritiro}}_{\text{ridotto}}(\text{SLU}) = \pm 7.4^{\circ}\text{C} \cdot 1.2 \cdot 0.5 = 4.5^{\circ}\text{C}$$

Gli effetti della termica e del ritiro sono quindi equivalenti in esercizio e allo stato limite ultimo.

Considerando la presenza di giunti di contrazione in direzione longitudinale, le massime distanze tra i pali, nelle due direzioni sono:

$$L_L = 27.40\text{m}$$

$$L_T = 30.30\text{m}$$

Si calcolano a seguire i massimi spostamenti dovuti all'azione termica ed al ritiro ad una distanza pari a $L_L/2$ e $L_T/2$ dagli assi di mezzzeria del concio di platea.

$$\Delta s_L = \alpha \frac{\Delta L_L}{2} (\Delta T_{\text{ridotto}} + \Delta T_{\text{ritiro}}_{\text{ridotto}}) = 1.78\text{mm}$$

$$\Delta s_T = \alpha \frac{\Delta L_T}{2} (\Delta T_{\text{ridotto}} + \Delta T_{\text{ritiro}}_{\text{ridotto}}) = 1.98\text{mm}$$

$$\Delta s = \sqrt{\Delta s_T^2 + \Delta s_L^2} = 2.66\text{mm}$$

Il calcolo dei valori di spostamento si ritiene cautelativo in quanto vengono completamente trascurati gli effetti dell'attrito tra platea e terreno e il contributo di rigidezza dei pali.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 24 di 51

7.2.3 Determinazione sollecitazioni taglianti e flettenti sui pali di fondazione

Noti i valori di spostamento in testa ai pali, per effetto delle azioni termiche e di ritiro, lo studio del comportamento del singolo palo, soggetto ad uno spostamento imposto alla testa impedita di ruotare, permette di determinare le sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il fusto del palo.

Tale studio è effettuato utilizzando le note correlazioni proposte da Matlock & Reese, che si ritengono applicabili, considerati i valori di spostamento calcolati che sono inferiori a 1 cm e, quindi, tali da mantenere la risposta palo terreno in campo sostanzialmente elastico.

La deformata elastica del palo immerso nel terreno è dato dalla seguente espressione:

$$EJ \frac{d^4 Y}{dx^4} + E_s Y = 0$$

dove:

EJ = rigidezza flessionale del palo

Y = spostamento del palo alla profondità z da p.c.

E_s = k_h z = modulo di reazione orizzontale del terreno

k_h = gradiente del modulo orizzontale con la profondità

L'equazione differenziale può essere risolta con il metodo delle differenze finite, calcolando i parametri adimensionali che sono riportati per diverse leggi di variazione di E_s con la profondità z. I valori delle grandezze adimensionali sono funzione della legge di variazione del modulo di reazione orizzontale del terreno con la profondità e della flessibilità del palo.

Mediante le relazioni sopra riportate, imposti i valori di spostamento in testa palo determinati al precedente §7.2.2.2, si è provveduto a calcolare il momento flettente e il taglio a quota testa pali e lungo il fusto.

La tabella dei coefficienti adimensionali nel caso di modulo E_s costante con la profondità è di seguito riportata



Ay	As	Am	Av	By	Bs	Bm	Bv
1,412	-0,998	0,000	1,000	0,998	-1,412	1,000	0,000
1,313	-0,993	0,093	0,864	0,861	-1,313	0,995	-0,093
1,214	-0,980	0,173	0,738	0,735	-1,214	0,981	-0,173
1,117	-0,959	0,240	0,621	0,618	-1,117	0,960	-0,240
1,022	-0,932	0,297	0,514	0,512	-1,022	0,933	-0,297
0,930	-0,900	0,343	0,416	0,414	-0,930	0,901	-0,343
0,842	-0,864	0,380	0,328	0,326	-0,842	0,865	-0,380
0,758	-0,824	0,409	0,248	0,246	-0,758	0,825	-0,409
0,677	-0,783	0,430	0,176	0,174	-0,677	0,783	-0,430
0,601	-0,739	0,444	0,112	0,110	-0,601	0,739	-0,444
0,529	-0,694	0,452	0,056	0,054	-0,529	0,694	-0,452
0,400	-0,603	0,453	-0,037	-0,039	-0,400	0,603	-0,453
0,288	-0,514	0,438	-0,106	-0,107	-0,288	0,514	-0,438
0,194	-0,429	0,412	-0,154	-0,155	-0,194	0,428	-0,412
0,116	-0,350	0,378	-0,185	-0,185	-0,116	0,349	-0,378
0,054	-0,278	0,339	-0,201	-0,202	-0,054	0,277	-0,339
-0,047	-0,134	0,236	-0,200	-0,201	0,047	0,134	-0,236
-0,088	-0,040	0,144	-0,164	-0,165	0,088	0,039	-0,144
-0,093	0,014	0,074	-0,118	-0,118	0,093	-0,014	-0,074
-0,079	0,038	0,026	-0,074	-0,074	0,079	-0,030	-0,026
-0,059	0,043	-0,002	-0,040	-0,040	0,059	-0,043	0,002
-0,038	0,038	-0,016	-0,016	-0,016	0,038	-0,038	0,016
0,000	-0,002	0,000	0,000	-0,002	-0,003	0,000	0,000

Tabella 14 Coefficienti adimensionali Matlock & Reese

Nel caso di modulo E_s variabile con la profondità, come nella situazione in esame, l'analisi viene effettuata facendo riferimento ad un modulo medio calcolato tra la profondità della testa del palo z_t e $z_t + 3 \div 4$ volte il diametro del palo. Le profondità suddette sono riferite al p.c. originario.

A partire dalle massime sollecitazioni taglianti riportate in Tabella 16 si è proceduto al calcolo delle sollecitazioni flettenti quota testa e lungo il fusto del palo. I risultati di tali calcoli sono mostrati di seguito.



Dati pali

D (m)	Ep (KPa)	Lpalo (m)	Ip (m ⁴)	Ap (m ²)
1	31475806,21	28	0,0491	0,79

Z _{T D.A.P.C.} (m)	Z _{T+4D}	Z _{medio}	K _{ai} (kNm ³)	Es (kPa)	L _{fuori-terra} (m)
5	9	7	12000	84000	0

T	Z	L _{fuori terra} /T
2,07	13,52	0,000

Massime azioni in testa al palo

H	M
328,0 kN	-480,0 kNm

Azioni nella sezione a quota z= 4,5 dalla testa del palo

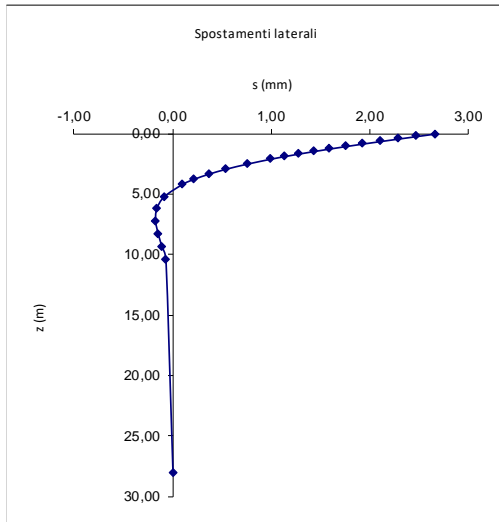
H	M
12,5 kN	97,0 kNm

Z	z (m)	Ay	As	Am	Av	By	Bs	Bm	Bv	s (mm)	θ (rad)	Mi (kNm)	Hi (kN)
0,0	0,00	1,412	-0,998	0,000	1,000	0,998	-1,412	1,000	0,000	2,66	0,0000	-480,0	328,0
0,1	0,21	1,313	-0,993	0,093	0,864	0,861	-1,313	0,995	-0,093	2,47	-0,0001	-414,5	305,0
0,2	0,41	1,214	-0,980	0,173	0,738	0,735	-1,214	0,981	-0,173	2,29	-0,0002	-353,4	282,2
0,3	0,62	1,117	-0,959	0,240	0,621	0,618	-1,117	0,960	-0,240	2,11	-0,0003	-297,8	259,3
0,4	0,83	1,022	-0,932	0,297	0,514	0,512	-1,022	0,933	-0,297	1,93	-0,0004	-246,2	237,4
0,5	1,04	0,930	-0,900	0,343	0,416	0,414	-0,930	0,901	-0,343	1,75	-0,0005	-199,6	216,0
0,6	1,24	0,842	-0,864	0,380	0,328	0,326	-0,842	0,865	-0,380	1,59	-0,0005	-157,1	195,7
0,7	1,45	0,758	-0,824	0,409	0,248	0,246	-0,758	0,825	-0,409	1,43	-0,0005	-118,3	176,2
0,8	1,66	0,677	-0,783	0,430	0,176	0,174	-0,677	0,783	-0,430	1,28	-0,0006	-83,8	157,4
0,9	1,86	0,601	-0,739	0,444	0,112	0,110	-0,601	0,739	-0,444	1,13	-0,0006	-53,2	139,7
1,0	2,07	0,529	-0,694	0,452	0,056	0,054	-0,529	0,694	-0,452	1,00	-0,0006	-26,2	123,2
1,2	2,48	0,400	-0,603	0,453	-0,037	-0,039	-0,400	0,603	-0,453	0,75	-0,0006	18,2	92,9
1,4	2,90	0,288	-0,514	0,438	-0,106	-0,107	-0,288	0,514	-0,438	0,54	-0,0006	50,7	66,8
1,6	3,31	0,194	-0,429	0,412	-0,154	-0,155	-0,194	0,428	-0,412	0,37	-0,0006	74,4	45,0
1,8	3,73	0,116	-0,350	0,378	-0,185	-0,185	-0,116	0,349	-0,378	0,22	-0,0005	89,2	27,0
2,0	4,14	0,054	-0,278	0,339	-0,201	-0,202	-0,054	0,277	-0,339	0,10	-0,0005	97,3	12,7
2,5	5,18	-0,047	-0,134	0,236	-0,200	-0,201	0,047	0,134	-0,236	-0,09	-0,0003	96,0	-10,9
3,0	6,21	-0,088	-0,040	0,144	-0,164	-0,165	0,088	0,039	-0,144	-0,17	-0,0002	79,1	-20,4
3,5	7,25	-0,093	0,014	0,074	-0,118	-0,118	0,093	-0,014	-0,074	-0,18	-0,0001	57,0	-21,5
4,0	8,28	-0,079	0,038	0,026	-0,074	-0,074	0,079	-0,030	-0,026	-0,15	0,0000	32,1	-18,2
4,5	9,32	-0,059	0,043	-0,002	-0,040	-0,040	0,059	-0,043	0,002	-0,11	0,0000	19,3	-13,6
5,0	10,35	-0,038	0,038	-0,016	-0,016	-0,016	0,038	-0,038	0,016	-0,07	0,0000	7,4	-9,0
13,5	28,00	0,000	-0,002	0,000	0,000	-0,002	-0,003	0,000	0,000	0,00	0,0000	0,0	0,0

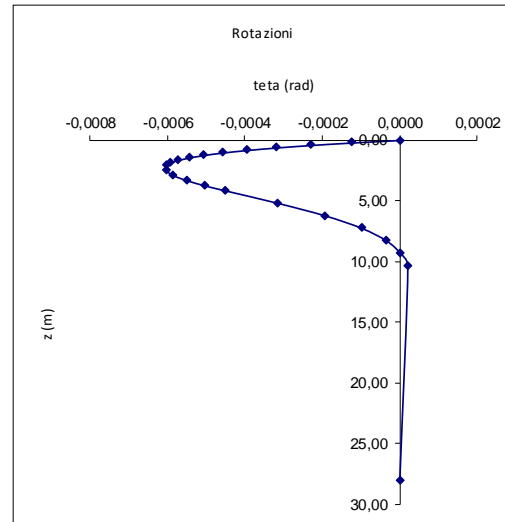
Tabella 15 Determinazioni azioni flettenti quota testa e lungo fusto palo



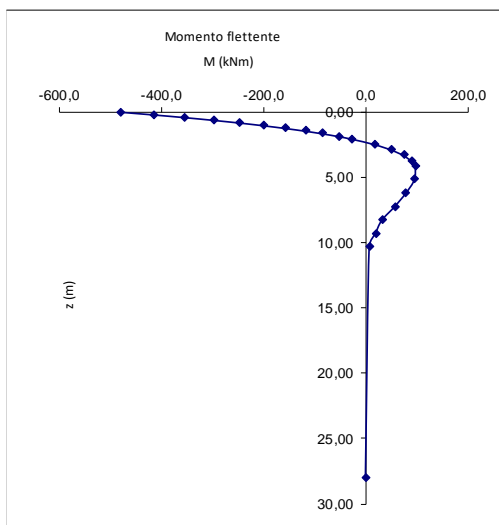
Spostamento laterale lungo l'asse del palo



Rotazione lungo l'asse del palo



Andamento del momento flettente



Andamento del taglio

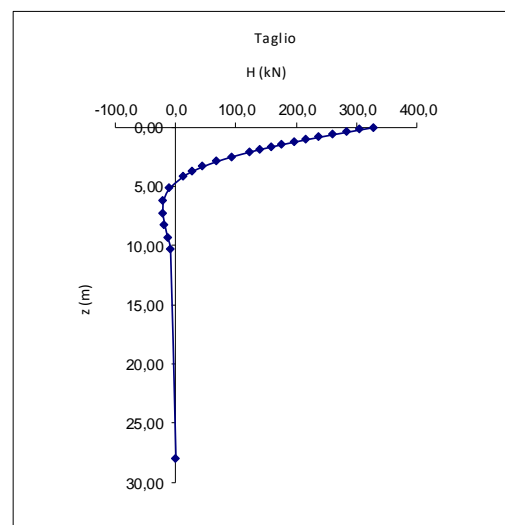


Figura 6 Distribuzione spostamenti ed azioni flettenti e taglianti lungo il fusto dei pali

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17Lotto
12Codifica Documento
EI2 CL TR 03 0 0 001Rev.
BFoglio
28 di 51

Coefficienti parziali	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
SLE - rara	328	-480
SLU	328	-480

Tabella 16 Massime sollecitazioni - sezione di testa palo

Coefficienti parziali	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
SLE - rara	16	26
SLU	16	26

Tabella 17 Massime sollecitazioni – fusto palo

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE					
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Progetto IN17</td> <td style="width: 15%;">Lotto 12</td> <td style="width: 35%;">Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001</td> <td style="width: 10%;">Rev. B</td> <td style="width: 25%;">Foglio 29 di 51</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 29 di 51
Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 29 di 51		

8 VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

8.1 Riepilogo sollecitazioni di verifica

Le sollecitazioni di verifica per tipologia di palo desunte dalle analisi condotte al § 7 sono riassunte nelle tabelle seguenti, valori positivi dell'azione assiale indica compressione. Esse si riferiscono alla quota di testa palo dove si prevede il quantitativo maggiore di armatura.

Comb.	Nmax (kN/palo)	Nmin (kN/palo)	Vmax (kN/palo)	Mmax (kNm/palo)
SLE RARA1 – 'SET-1'	89	-2319	328	480
SLE RARA2 – 'SET-1'	3442	1094		
SLE RARA1 – 'SET-2'	466	-1127		
SLU1 – 'SET-1'	-637	-3257	328	480
SLU2 – 'SET-1'	4649	1439		
SLV SISMA 1 – 'SET-1'	799	-3363	328	480
SLV SISMA 2 – 'SET-1'	3114	542		

Tabella 18 - Sollecitazioni di progetto a quota testa pali

Per le porzioni di palo dove si prevede l'utilizzo della sola armatura corrente, le sollecitazioni di progetto sono riassunte nella seguente tabella. Si rimanda alla sezione §8.3 per maggiori dettagli sulle verifiche strutturali.

Comb.	Nmax (kN/palo)	Nmin (kN/palo)	Vmax (kN/palo)	Mmax (kNm/palo)
SLE RARA1 – 'SET-1'	89	-2319	16	26
SLE RARA2 – 'SET-1'	3442	1094		
SLE RARA1 – 'SET-2'	466	-1127		
SLU1 – 'SET-1'	-637	-3257	16	26
SLU2 – 'SET-1'	4649	1439		
SLV SISMA 1 – 'SET-1'	799	-3363	16	26
SLV SISMA 2 – 'SET-1'	3114	542		

Tabella 19 - Sollecitazioni di progetto armatura corrente

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 30 di 51

8.2 Verifiche geotecniche dei pali di fondazione

Ai fini del progetto delle fondazioni, sono stati considerati sia gli stati limite di esercizio (SLE) sia gli stati limite ultimi (SLU). In generale, le analisi degli stati limite di esercizio (SLE) sono utilizzate per ottenere informazioni circa gli spostamenti attesi sotto i carichi di esercizio e per verificarne l'ammissibilità nei confronti della funzionalità dell'opera. Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

8.2.1 Verifica dei pali nei confronti dei carichi verticali

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo $R_{cd} = R_k / \gamma_R$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI. La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in Tabella 20 (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione R_{tk}) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tabella 20 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali



$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

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

Tabella 21 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Per il calcolo della palificata in esame sono state considerate No. 4 verticali di indagine condotte nelle immediate vicinanze dell'opera e considerato il valore $\xi_4 = 1.42$. Tale scelta si considera a favore di sicurezza in quanto nella definizione della stratigrafia di progetto non si è tenuto conto dell'intervento di consolidamento del terreno di fondazione con colonne di jet-grouting.

8.2.1.1 Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di compressione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di compressione risulta:

$$R_{c,d} = R_{s,d} + R_{b,d} - W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} - W'_d,$$

Dove:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}}{\xi_3} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$R_{b,k} = \frac{A_b \cdot q_b}{\xi_3} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza di base;}$$

$$W'_d = \gamma_F \cdot W_k : \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

In aggiunta alle verifiche previste dalle NTC 2008 verrà controllato (vedasi: Manuale di progettazione delle opere civili RFI - Parte II - Sez.2 - Ponti e strutture – par. 2.5.1.9.3) di avere in esercizio un adeguato margine di sicurezza rispetto alla portanza laterale ovvero:

$$R_{c,cal,LAT} / 1.25 > N_{ag}$$

dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo.

8.2.1.2 Resistenza pali singoli soggetti a carichi assiali di trazione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di trazione risulta:



$$R_{t,d} = R_{s,d} + W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + W'_d,$$

Dove:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}}{\xi_3} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$W'_d = \gamma_F \cdot W_k : \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

8.2.1.3 Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Ql = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Con riferimento alle raccomandazioni AGI '84, per i depositi incoerenti, la capacità portante laterale dei pali in questo caso viene valutata con la seguente relazione:

$$\tau_{us} = q_a + \mu \cdot k \cdot \sigma'_v$$

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

dove μ è pari alla tangente dell'angolo di attrito, q_a è nulla in terreni non coesivi e k è pari a 0.6 per pali trivellati.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{\lambda, \max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25 \text{ kPa}$;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50 \text{ kPa}$;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75 \text{ kPa}$;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75 \text{ kPa}$.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 33 di 51

8.2.1.4 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma^{\prime v} \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

$\sigma^{\prime v}$ = tensione verticale efficace

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

8.2.1.5 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Q_d" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_P$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_P = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3$).

8.2.1.6 Determinazione capacità portante

Le curve di capacità portante dei pali trivellati sono definite a partire dalla stratigrafia seguente in funzione dello spessore di ricoprimento degli strati superficiali.



GALLERIA ARTIFICIALE GA01

FABBRICATO FA03- VERIFICA PALI TRIVELLATI 1000 mm L=28 m

Inserisci stratigrafia

Stratigrafia e parametri geotecnici

Dati di imput		
Diametro palo	1	m
Sovraccarico efficace	25	kPa
HW da testa palo	0	m
γ acqua	9,81	kN/m ³
Δz palo da p.c. originario	6	m
N° diametri per qb	4	(-)
L palo fuori terra	0	(m)
Peso calcestruzzo	25	kN/m ³
Pressione max sul cls.	10	MPa

Legenda tipo di terreno:	
SL	Sabbia limosa
S	Sabbia
G	Ghiaia o sabbie ghiaiose
A	Materiali coesivi

Verticali di indagine	ξ_3	ξ_4
4	1,55	1,42

Scelta di ξ	ξ
4	1,42

Caratteristiche del terreno											Calcola Nq	
(massimo 10 strati)												
Profondità (m)	Strato	Terreno	γ_{tot}	Nspt		c_u (kPa)		Δz	ϕ°		Nq	
da	a	No.	(S,SL,G,A)	da	a	da	a	(m)	da	a	da	a
0,0	3,0	1	SL	20,0				0,50	28	28	7	7
3,0	21,5	2	S	20,0				0,50	38	38	23	23
21,5	26,5	3	SL	20,0				0,50	28	28	7	7
26,5	35,0	4	S	20,0				0,50	38	40	26	26
35,0												
0,0												
0,0												
0,0												
0,0												
0,0												
Numero di strati =	4,0											

N.B. La quota zero di riferimento è la testa del palo: le profondità degli strati vanno riferite alla testa del palo

Tabella 22 Stratigrafia di progetto per calcolo capacità portante a carichi verticali

Le curve di capacità portante sono riportate nel seguente grafico, per pali di diametro 1000 mm, per la stratigrafia sopra definita (Tabella 22).

Le verifiche nei confronti delle azioni di compressione e di trazione risultano soddisfatte prevedendo una lunghezza dei pali pari a 28m (Figura 7).



FABBRIACTO FA03
Capacità portante pali trivellati - Diametro 1000 mm
(Metodo AGI)

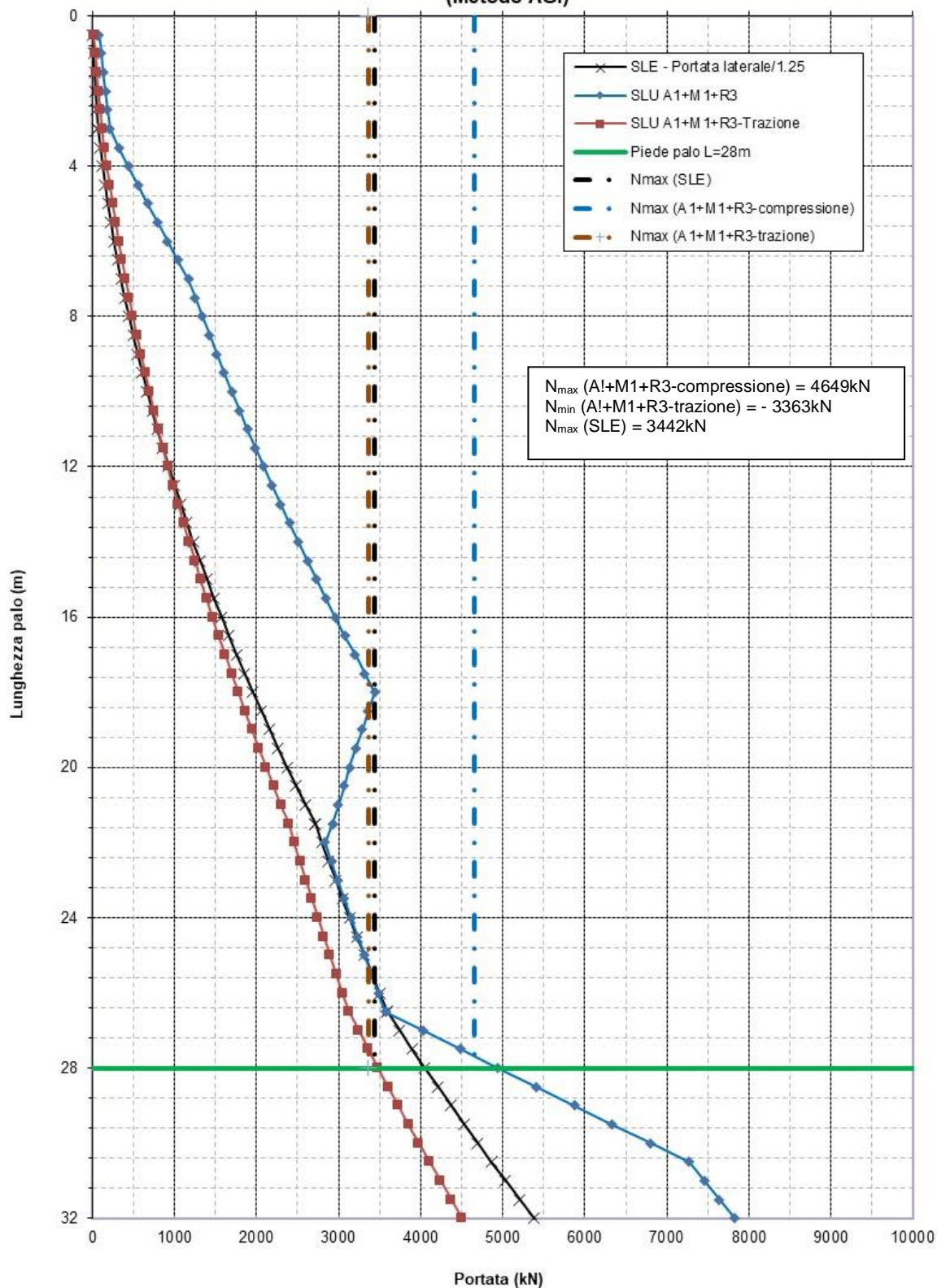


Figura 7 Capacità portante Pali 28m D=1.0m



8.2.1.7 Determinazione rigidità assiale dei pali

Il cedimento del singolo palo sotto carico è stimato facendo riferimento alle curve carico-cedimento: per esprimere la curva di trasferimento della portata di base in funzione del rapporto $\Delta H_{\text{punta}}/D$, dove ΔH_{punta} è il cedimento della punta del palo e D è il diametro, si sono interpolati i valori sperimentali riportati nelle seguenti tabelle e validi per sabbie e ghiaie e per argille.

$$\frac{\tau}{\tau_{us}} = 379.5 \cdot \left(\frac{s_v}{D}\right) - 67867 \cdot \left(\frac{s_v}{D}\right)^2 + 6 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{s_v}{D}\right)^3 - 2 \cdot 10^8 \cdot \left(\frac{s_v}{D}\right)^4$$

Curve di trasferimento τ - s_v per sabbie e ghiaie

sv/D (%)	sv/D	τ/τ_{us}
0	0	0
0.2	0.002	0.55
0.3	0.003	0.65
0.4	0.004	0.8
0.6	0.006	0.9
1	0.01	1

Curve di trasferimento q- s_v per sabbie e ghiaie

sv/D (%)	sv/D	q/q _{us}
0	0	0
1.5	0.015	0.3
3	0.03	0.5
5	0.05	0.7
10	0.1	1

Curve di trasferimento τ - s_v per argille e limi

sv/D (%)	sv/D	τ/τ_{us}
0	0	0
0.2	0.002	0.75
0.3	0.003	0.85
0.4	0.004	0.9
0.6	0.006	0.95
1	0.01	1

Curve di trasferimento q- s_v per argille e limi

sv/D (%)	sv/D	q/q _{us}
0	0	0
1.5	0.015	0.7
3	0.03	0.9
5	0.05	0.95
10	0.1	1

Si procede, quindi, al calcolo del carico agente in sommità del palo per effetto di uno spostamento assunto alla base; il palo è schematizzato mediante un numero congruo di conci; si calcola l'equilibrio alla traslazione verticale di ciascun concio partendo dal concio di base.

La rigidità del palo è calcolata, a favore di sicurezza, considerando il rapporto tra il carico massimo applicato al palo ed il conseguente cedimento valutato mediante il metodo sopra descritto.



GALLERIA ARTIFICIALE GA01

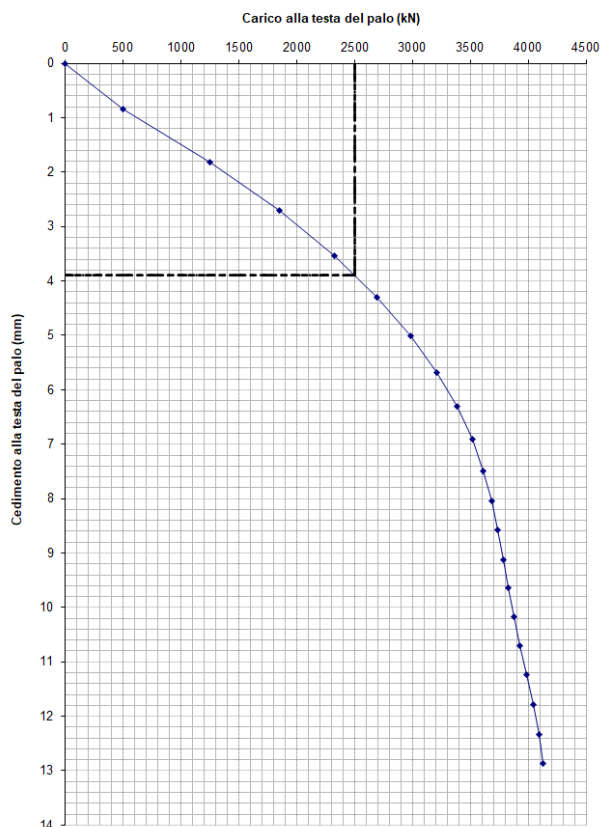
FABBRICATO FA03 - PALI DIAMETRO 1000 mm - TRAZIONE

Curva carico-cedimento

Dati di input			
D	1	m	Diametro del palo
q efficace	25.0	kPa	Sovraccarico efficace valutato alla testa del palo
H _w	0.0	m	Profondità della falda rispetto alla testa del palo
γ _v	10.00	kN/m ³	Peso specifico dell'acqua
Δz palo	6.00	m	Profondità della testa del palo rispetto al p.c. originario
L palo	28	m	Lunghezza totale del palo
L fuori terra	0.00	m	Lunghezza del palo fuori terra
γ _{cls}	25.00	MPa	Peso specifico del calcestruzzo
R _{ck cls}	25.00	MPa	Resistenza caratteristica del calcestruzzo
q _{bmax}	1.00	kPa	Portata massima dello strato di base
N _{max}	2500	kN	Azione assiale massima sul palo
N _{med}	2500	kN	Azione assiale media sulla palificata
K _{vmax}	642181	kN/m	Rigidezza assiale per il carico massimo del palo

Punto della curva	Cedimento alla base (mm)	Cedimento in testa (mm)	Carico alla base (kN)	Carico in testa (kN)	Portata laterale tot. (kN)	Peso palo (kN)	Equilibrio globale (-)	σ max in testa (MPa)
1.00	10.00	12.87	0.16	4126.41	4456.12	329.87	0.00	5.26
2.00	9.50	12.34	0.15	4093.75	4423.47	329.87	0.00	5.21
3.00	9.00	11.79	0.15	4041.81	4371.53	329.87	0.00	5.15
4.00	8.50	11.24	0.14	3985.08	4314.80	329.87	0.00	5.08
5.00	8.00	10.70	0.13	3929.16	4258.90	329.87	0.00	5.01
6.00	7.50	10.17	0.12	3876.54	4206.28	329.87	0.00	4.94
7.00	7.00	9.64	0.12	3828.37	4158.12	329.87	0.00	4.88
8.00	6.50	9.12	0.11	3784.50	4114.26	329.87	0.00	4.82
9.00	6.00	8.58	0.10	3738.49	4068.25	329.87	0.00	4.76
10.00	5.50	8.04	0.09	3683.25	4013.02	329.87	0.00	4.69
11.00	5.00	7.48	0.08	3611.44	3941.22	329.87	0.00	4.60
12.00	4.50	6.91	0.08	3515.21	3845.00	329.87	0.00	4.48
13.00	4.00	6.31	0.07	3385.98	3715.78	329.87	0.00	4.31
14.00	3.50	5.68	0.06	3214.13	3543.94	329.87	0.00	4.09
15.00	3.00	5.01	0.05	2988.65	3318.47	329.87	0.00	3.81
16.00	2.50	4.30	0.04	2696.69	3026.51	329.87	0.00	3.44
17.00	2.00	3.53	0.04	2322.98	2652.82	329.87	0.00	2.96
18.00	1.50	2.71	0.03	1849.09	2178.93	329.87	0.00	2.36
19.00	1.00	1.81	0.02	1252.40	1582.25	329.87	0.00	1.60
20.00	0.50	0.83	0.01	504.78	834.64	329.87	0.00	0.64
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	329.87	0.00	0.00

Curva carico cedimento palo



La tabella seguente riporta, i valori della rigidezza assiale dei pali assunti nel calcolo strutturale della platea di fondazione, indicati al precedente § 7.2.1

L palo (m)	D (m)	k(kN/m)
28	1.0	~600.000

8.2.2 Verifica dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV, pari a 1.42 nel caso in esame). Nel caso in esame si ha un coefficiente complessivo pari a $1.42 \times 1.3 = 1.846$.

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

Tabella 23 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

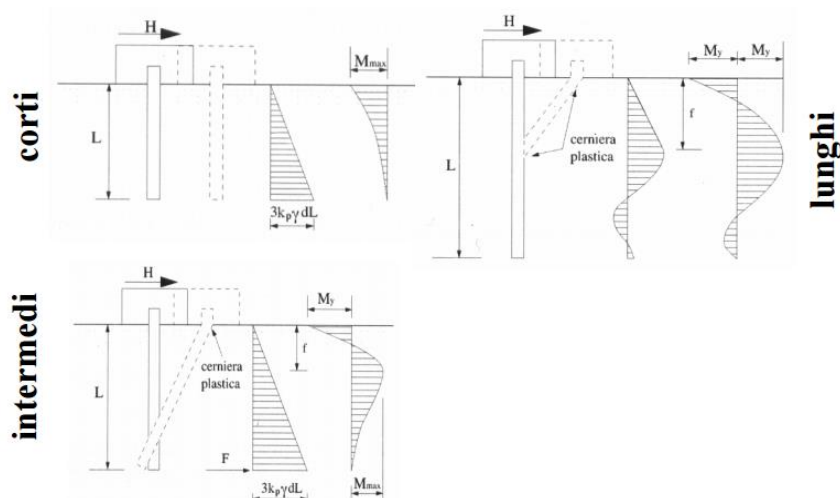
8.2.2.1 Caso generale – Teoria di Broms

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

$$\begin{aligned} \text{Palo corto:} \quad H &= 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 \\ \text{Palo intermedio:} \quad H &= \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \\ \text{Palo lungo:} \quad H &= k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2} \end{aligned}$$

Dove, oltre ai termini già definiti, k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo (H_{Ed}). Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \gamma_T) > H_{Ed}$$

dove:

H_{lim} = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

Nel caso in esame i pali analizzati sono classificabili come pali lunghi.



8.2.2.2 Determinazione del carico limite orizzontale

Nella tabella seguente è riportato il valore del carico limite determinato applicando i criteri illustrati nei paragrafi precedenti.

PALI Φ 1000			
<u>Calcolo del carico trasversale limite</u>			
Terreni incoerenti (Broms 1964)			
<u>DATI GEOMETRICI:</u>			
Lunghezza del palo	L	28	[m]
Diametro del palo	D _{palo}	1	[m]
Momento di plasticizzazione	M _y	1637,0	[kNm]
<u>DATI GEOTECNICI:</u>			
Peso per unità di volume	γ	10,5	[kN/m ³]
Angolo attrito medio	φ_{medio}	38	[°]
Coefficiente di spinta passiva medio	k _{p,medio}	4,20	[-]
Angolo attrito minimo	φ_{minimo}	38	[°]
Coefficiente di spinta passiva minimo	k _{p,minimo}	4,20	[-]
<u>VERTICALI INDAGATE:</u>			
numero di verticali indagate	n°	4	
fattore di correlazione	ξ_3	1,55	
fattore di correlazione	ξ_4	1,42	
		<u>CARICO TRASVERSALE PER PALO CORTO H₁:</u> (13.44)	
H _{1,medio}	51907,9	[kN]	$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$
H _{1,minimo}	51907,9	[kN]	
		<u>CARICO TRASVERSALE PER PALO INTERMEDIO H₂:</u> (13.46)	
H _{2,medio}	17361,1	[kN]	$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$
H _{2,minimo}	17361,1	[kN]	
		<u>CARICO TRASVERSALE PER PALO LUNGO H₃:</u> (13.47)	
H _{3,medio}	1169,2	[kN]	$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$
H _{3,minimo}	1169,2	[kN]	
<u>DEFINIZIONE DEL COMPORTAMENTO DEL PALO:</u>			
F	4,2	[m]	
H _{medio}	1169,2	[kN]	PALO
H _{minimo}	1169,2	[kN]	LUNGO
<u>CARICO TRASVERSALE ULTIMO:</u>			
$H_k = \text{Min}\{H_{\text{med}}/\xi_3, H_{\text{min}}/\xi_4\}$			
H _k	754,3	[kN]	
$H_d = H_k / \gamma_T$			
γ_T	1,3	[-]	
H _d	580,3	[kN]	
H _{agente}	328,0	[kN]	
<u>VERIFICA:</u>		VERIFICATO	
<u>FS</u>			1,769

Tabella 24 Determinazione carico limite orizzontale pali FA03

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 40 di 51

8.3 Verifiche strutturali dei pali

Utilizzando i criteri esposti nei paragrafi precedenti, con le sollecitazioni di progetto riportate nelle precedenti tabelle sono state eseguite le verifiche SLU e SLE e calcolate le armature previste. I risultati delle verifiche sono riportati di seguito. L'armatura prevista è riassunta in Tabella 25.

Armature pali	
Diametro palo	1.0m
Copriferro	6cm
Armatura corrente	20Ø26
Armatura aggiuntiva testa palo	20Ø20
Armatura a taglio	spirale Ø12/10-20

Tabella 25 Armature pali di fondazione

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione con riferimento alla Tab. 4.1.III delle NTC08 in base alla classe di esposizione del calcestruzzo si qualifica la "Condizione ambientale".

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 26 Condizioni ambientali

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	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

Tabella 27 Condizioni ambientali e apertura delle fessure

Dove w₁ = 0.2 mm; w₂ = 0.3 mm; w₃ = 0.4 mm.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL TR.03 0 0 001

Rev.
B

Foglio
41 di 51

Nell'ambito della verifica a fessurazione si controlla con metodo diretto che l'apertura delle fessure sia inferiore a quella limite prevista dalla norma per condizioni ambientali ordinarie corrispondenti alla classe di esposizione XC2 e armature poco sensibili. Con riferimento alle indicazioni del MdP RFI, per i pali si utilizza un limite di apertura delle fessure comunque non superiori a 0.2 mm.



8.3.1 Sezione di testa palo

geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,5	13,0	10,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	r_i	A_{sl}	c_i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	26	41,5	106,19	8,50
20	20	41,80	62,83	8,20
armatura a taglio				
Tipo	ϕ	p	A_{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	10	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 480,0 [kNm]	M_{Ed} 480,0 [kNm]
N_{Ek} 2319,0 [kN]	N_{Ed} 3363,0 [kN]
presso-flessione	presso-flessione
M_{cr} -14,3 [kNm]	M_{Rd} 1255,1 [kNm]
quota asse neutro	taglio
y_n 7,21 [cm]	FS 2,61
tensioni e fessure	taglio
$\sigma_{c,min}$ -1,6 [MPa]	V_{Rdc} -264,4 [kN]
$\sigma_{s,min}$ 3,2 [MPa]	predisporre armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 273,1 [MPa]	
	V_{Rds} 917,5 [kN]
	V_{Rdmax} 1937,1 [kN]
	θ 30,0 [°]
	sezione duttile
	ai 59,0 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A_{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	30 [°]
$\theta_{calcolato}$	21,9 [°]
θ_{inf}	21,8 [°]
θ_{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R_{ck} 30 [MPa]	f_{yk} 450 [MPa]
f_{ck} 24,9 [MPa]	γ_s 1,15
γ_c 1,5	f_{yd} 391,3 [MPa]
α_{cc} 0,85	E_s 200000 [MPa]
f_{cd} 14,1 [MPa]	ϵ_{uk} 75 [‰]
v 0,5	
ϵ_{c2} 2,0 [‰]	
ϵ_{cu2} 3,5 [‰]	
α_e 15,0	
k_t 0,6	
k_1 0,8	0,55 13,7 [MPa]
k_3 3,4	0,75 337,5 [MPa]
k_4 0,425	$w_{k,lim}$ 0,2 [mm]

legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M >0, se tese fibre inferiori</p> <p>N >0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p>
	<p>α_{cc} coeff. effetti a lungo termine</p> <p>v coeff. riduzione resistenza bielle</p> <p>$\alpha_e = E_s/E_c$</p> <p>k_t 0,6 azioni di breve durata</p> <p>0,4 azioni di lunga durata</p> <p>k_1 0,8 barre aderenza migliorata</p> <p>1,6 barre lisce</p> <p>k_2 0,5 flessione</p> <p>$(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2, \epsilon_1$ trazione eccentrica</p> <p>1 trazione pura</p> <p>k_3 3,4</p> <p>k_4 0,425</p> <p>σ >0 se di trazione</p>

Tabella 28 'SET-1' Massima trazione – Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,5	13,0	10,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	r_i	A_{sl}	c_i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	26	41,5	106,19	8,50
20	20	41,80	62,83	8,20
armatura a taglio				
Tipo	ϕ	ρ	A_{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	10	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 480,0 [kNm]	M_{Ed} 480,0 [kNm]
N_{Ek} -3442,0 [kN]	N_{Ed} -4649,0 [kN]
presso-flessione	presso-flessione
M_{cr} 773,7 [kNm]	M_{Rd} 2730,8 [kNm]
quota asse neutro	FS
y_n 99,04 [cm]	5,69
tensioni e fessure	taglio
$\sigma_{c,min}$ -6,7 [MPa]	V_{Rdc} 443,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -92,1 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ -7,3 [MPa]	V_{Rds} 917,5 [kN]
k_2 0,5	V_{Rdmax} 1937,1 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
$S_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile
w_k - [mm]	a_l 64,6 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A_{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	30 [°]
$\theta_{calcolato}$	21,9 [°]
θ_{inf}	21,8 [°]
θ_{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,5		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,6		
valori limite			
k_1	0,8	0,55	13,7 [MPa]
k_3	3,4	0,75	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,2 [mm]

legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M >0, se tese fibre inferiori</p> <p>N >0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p>
	<p>α_{cc} coeff. effetti a lungo termine</p> <p>ν coeff. riduzione resistenza bielle</p> <p>$\alpha_e = E_s/E_c$</p> <p>k_t 0,6 azioni di breve durata</p> <p>0,4 azioni di lunga durata</p> <p>k_1 0,8 barre aderenza migliorata</p> <p>1,6 barre lisce</p> <p>k_2 0,5 flessione</p> <p>$(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2 \epsilon_1$ trazione eccentrica</p> <p>1 trazione pura</p> <p>k_3 3,4</p> <p>k_4 0,425</p> <p>σ >0 se di trazione</p>

Tabella 29 'SET-1' Massima compressione – Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,5	13,0	10,4
armatura longitudinale				
nbarre	φ	r _i	A _{sl}	c _i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	26	41,5	106,19	8,50
20	20	41,80	62,83	8,20
armatura a taglio				
Tipo	φ	ρ	A _{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	10	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M _{EK} 480,0 [kNm]	M _{Ed} 480,0 [kNm]
N _{EK} 1127,0 [kN]	N _{Ed} 3363,0 [kN]
presso-flessione	presso-flessione
M _{cr} 148,8 [kNm]	M _{Rd} 1255,1 [kNm]
quota asse neutro	FS
γ _n 21,37 [cm]	FS 2,61
tensioni e fessure	taglio
σ _{c,min} -3,9 [MPa]	V _{Rdc} -264,4 [kN]
σ _{s,min} -36,0 [MPa]	predisporre armatura a taglio
σ _{s,max} 192,4 [MPa]	V _{Rds} 917,5 [kN]
	V _{Rdmax} 1937,1 [kN]
	θ 30,0 [°]
k ₂ 0,5	sezione duttile
ε _{sm-ε_{cm}} 0,54 [%]	ai 59,0 [cm]
S _{r,max} 36,0 [cm]	
w _k 0,19 [mm]	

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A _{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	30 [°]
θ _{calcolato}	21,9 [°]
θ _{inf}	21,8 [°]
θ _{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali	
calcestruzzo	acciaio
R _{ck} 30 [MPa]	f _{yk} 450 [MPa]
f _{ck} 24,9 [MPa]	γ _s 1,15
γ _c 1,5	f _{yd} 391,3 [MPa]
α _{cc} 0,85	E _s 210000 [MPa]
f _{cd} 14,1 [MPa]	ε _{uk} 75 [%]
v 0,5	
ε _{c2} 2,0 [%]	
ε _{cu2} 3,5 [%]	
α _e 15,0	
kt 0,6	
k ₁ 0,8	
k ₃ 3,4	
k ₄ 0,425	
	valori limite
	0,55 13,7 [MPa]
	0,75 337,5 [MPa]
	w _{k,lim} 0,2 [mm]

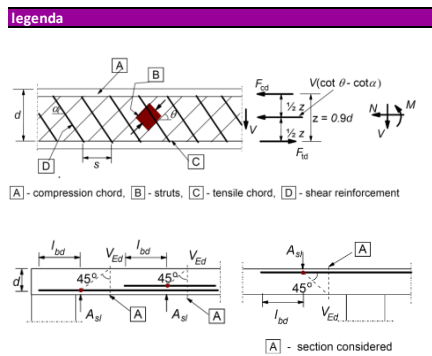
legenda	
	<p>d riferito all'asse barra</p> <p>c copriferro netto</p> <p>M >0, se tese fibre inferiori</p> <p>N >0, se di trazione</p> <p>V in valore assoluto</p>

α _{cc}	coeff. effetti a lungo termine
v	coeff. riduzione resistenza bielle
α _e	=E _s /E _c
kt	0,6 azioni di breve durata
	0,4 azioni di lunga durata
k ₁	0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
k ₂	0,5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2ε ₁ trazione eccentrica
	1 trazione pura
k ₃	3,4
k ₄	0,425
σ	>0 se di trazione

Tabella 30 'SET-2' – Verifica a fessurazione SLE

Verifica a taglio di una sezione circolare
secondo EN 1992-1-1:2004/E / Bollettino CEB n. 137 All. 5

geometria	
sezione trasversale - rettangolo equivalente	
base	b _e = 90 cm
altezza	h _e = 70,6 cm
copriferro (asse armatura long.)	c = 6 cm
altezza utile	d = 64,6 cm
braccio coppia interna	z = 70,5 cm
armatura a taglio	
tipo di armatura	-> spirale
diametro	φ = 12 mm
coefficiente correttivo	λ ₁ = 0,85
area	A _{sw} = 226,2 mm ²
area massima - 6.12 - EC2	A _{sw,m} = 811,3 mm ²
distanza tra due creste	ρ = 10 cm
coefficiente correttivo	λ ₂ = 1,00
	r _{sw} = 43,4 cm
armatura longitudinale tesa	
area totale	A _{sl,e} = 84,5 cm ²
materiali	
calcestruzzo	
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f _{ck} = 24,9 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ _c = 1,5
coeff. effetti a lungo termine	α _{cc} = 0,85
tensione di calcolo	f _{cd} = 14,1 MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v = 0,5
tensione di calcolo - trazione	f _{ctd} = 1,2 MPa
acciaio	
tensione caratt. di snervamento	f _{yk} = 450,0 MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ _s = 1,15
tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} = 391,3 MPa



sollecitazioni e verifiche	
taglio	V _{Ed} = 328 kN
azione assiale	N _{Ed} = 3363 kN
azione assiale di precompressione	N _{ed,cp} = 0 kN
resistenza elemento non armato	
V _{Rdc}	= -264,4 kN
resistenza armatura a taglio	
V _{Rds}	= 917,5 kN
V _{Rdmax}	= 1937,1 kN
inclinazione bielle calcestruzzo	
θ	= 30,0 °
2 A _{sw,max} f _{ywd} sen(a) / b _w s α _{fa,cw} ρ ₁ f _{cd}	= 0,28
sezione duttile	
traslazione armatura long.	ai = 58,986586 cm

servizio	
α	= 1,513 rad
θ	= 0,524 rad
C _{Rdc}	= 0,12
k	= 1,56
ρ ₁	= 0,00
k ₁	= 0,15
V _{min}	= 0,339 MPa
σ _{cp}	= -5,29 MPa
V _{Rdc}	= -461,6 kN
V _{Rdcm}	= -264,4 kN
α _{cw}	= 1,0
V _{Rd,c}	= 703,2 kN
V _{Rd,c}	= 703,2 kN
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	= 30 °
θ _{calcolato}	= 21,9 °
θ _{inf}	= 21,8 °
θ _{sup}	= 45 °

Tabella 31 - Verifica a sollecitazioni taglianti SLU



8.3.2 Sezione armatura corrente

geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,5	13,0	10,4
armatura longitudinale				
nbarre	φ	r _i	A _{sl}	c _i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	26	41,5	106,19	8,50
armatura a taglio				
Tipo	φ	p	A _{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	20	2,26	

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M _{Ek} 26,0 [kNm]	M _{Ed} 26,0 [kNm]	
N _{Ek} 2319,0 [kN]	N _{Ed} 3363,0 [kN]	
presso-flessione		
M _{cr} -40,6 [kNm]	V _{Ed} 16,0 [kN]	
quota asse neutro		
γ _n - [cm]	presso-flessione	
tensioni e fessure		
σ _{c,min} 0,0 [MPa]	M _{Rd} 333,8 [kNm]	
σ _{s,min} 206,6 [MPa]	FS 12,84	
σ _{s,max} 230,2 [MPa]	taglio	
1,0	V _{Rdc} -264,4 [kN]	
	predisporre armatura a taglio	
	V _{Rds} 457,8 [kN]	
	V _{Rdmax} 1937,1 [kN]	
	θ 30,0 [°]	
	sezione duttile	
	a _l 57,0 [cm]	

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A _{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
θ _{imposto}	30 [°]
θ _{calcolato}	15,3 [°]
θ _{inf}	21,8 [°]
θ _{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0,5	valori limite	
ε _{c2}	2,0 [‰]	k ₁	0,55 13,7 [MPa]
ε _{cu2}	3,5 [‰]	k ₃	0,75 337,5 [MPa]
α _e	15,0	k ₄	0,425 W _{k,lim} 0,2 [mm]
k _t	0,6		

legenda	
	d riferito all'asse barra
	c copriferro netto
	M >0, se tese fibre inferiori
	N >0, se di trazione
	V in valore assoluto
	α _{cc} coeff. effetti a lungo termine
	v coeff. riduzione resistenza bielle
	α _e = E _s /E _c
	k _t 0,6 azioni di breve durata
	0,4 azioni di lunga durata
	k ₁ 0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
	k ₂ 0,5 flessione
	(ε ₁ +ε ₂)/2, ε ₁ trazione eccentrica
	1 trazione pura
	k ₃ 3,4
	k ₄ 0,425
	σ >0 se di trazione

Tabella 32 'SET-1' Massima trazione - Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,5	13,0	10,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	r_i	A_{sl}	c_i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	26	41,5	106,19	8,50
armatura a taglio				
Tipo	ϕ	ρ	A_{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	20	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 26,0 [kNm]	M_{Ed} 26,0 [kNm]
N_{Ek} -3442,0 [kN]	N_{Ed} -4649,0 [kN]
presso-flessione	presso-flessione
M_{cr} 725,5 [kNm]	M_{Rd} 2135,8 [kNm]
quota asse neutro	FS
y_n - [cm]	82,14
tensioni e fessure	taglio
$\sigma_{c,min}$ -3,9 [MPa]	V_{Rdc} 443,3 [kN]
$\sigma_{s,min}$ -57,2 [MPa]	non serve armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ -52,1 [MPa]	
	V_{Rds} 457,8 [kN]
k_2 0,5	V_{Rdmax} 1937,1 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	θ 30,0 [°]
$S_{r,max}$ - [cm]	sezione duttile
w_k - [mm]	a_l 64,6 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A_{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	30 [°]
$\theta_{calcolato}$	15,3 [°]
θ_{inf}	21,8 [°]
θ_{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	200000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,5		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,6		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		
valori limite			
	0,55		13,7 [MPa]
	0,75		337,5 [MPa]
	$w_{k,lim}$		0,2 [mm]

legenda	
α_{cc}	coeff. effetti a lungo termine
ν	coeff. riduzione resistenza bielle
α_e	$=E_s/E_c$
k_t	0,6 azioni di breve durata
	0,4 azioni di lunga durata
k_1	0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
k_2	0,5 flessione
	$(\epsilon_1+\epsilon_2)/2\epsilon_1$ trazione eccentrica
	1 trazione pura
k_3	3,4
k_4	0,425
σ	>0 se di trazione

Tabella 33 Massima compressione - Verifica a pressoflessione SLE, SLU, SLV



geometria				
sezione trasversale				
D	c	d	passo	interferro
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	6,0	91,5	13,0	10,4
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	r_i	A_{sl}	c_i
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]
20	26	41,5	106,19	8,50
armatura a taglio				
Tipo	ϕ	ρ	A_{sw}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
spirale	12	20	2,26	

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek} 26,0 [kNm]	M_{Ed} 26,0 [kNm]
N_{Ek} 1127,0 [kN]	N_{Ed} 3363,0 [kN]
V_{Ed} 16,0 [kN]	V_{Ed} 16,0 [kN]
presso-flessione	
M_{cr} 117,9 [kNm]	M_{Rd} 333,8 [kNm]
quota asse neutro	
y_n - [cm]	FS 12,84
tensioni e fessure	
$\sigma_{c,min}$ 0,0 [MPa]	V_{Rdc} -264,4 [kN]
$\sigma_{s,min}$ 94,3 [MPa]	predisporre armatura a taglio
$\sigma_{s,max}$ 117,9 [MPa]	V_{Rds} 457,8 [kN]
k_2 1,0	V_{Rdmax} 1937,1 [kN]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0,30 [‰]	θ 30,0 [°]
$S_{r,max}$ 57,2 [cm]	sezione duttile
w_k 0,17 [mm]	al 57,0 [cm]

verifica DM08	
Verifica a taglio	
contributo A_{sl}	
scelta	no
angolo θ	
scelta	imposto
$\theta_{imposto}$	30 [°]
$\theta_{calcolato}$	15,3 [°]
θ_{inf}	21,8 [°]
θ_{sup}	45 [°]
Incidenza	
Armatura min	CD 'A'

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f_{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	210000 [MPa]
f_{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]
ν	0,5		
ϵ_{c2}	2,0 [‰]		
ϵ_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k_t	0,6		
k_1	0,8		
k_3	3,4		
k_4	0,425		
valori limite			
	0,55		13,7 [MPa]
	0,75		337,5 [MPa]
	$w_{k,lim}$		0,2 [mm]

legenda	
d	riferito all'asse barra
c	copriferro netto
M	>0, se tese fibre inferiori
N	>0, se di trazione
V	in valore assoluto

α_{cc}	coeff. effetti a lungo termine
ν	coeff. riduzione resistenza bielle
α_e	$=E_s/E_c$
k_t	0,6 azioni di breve durata
	0,4 azioni di lunga durata
k_1	0,8 barre aderenza migliorata
	1,6 barre lisce
k_2	0,5 flessione
	$(\epsilon_1 + \epsilon_2)/2\epsilon_1$ trazione eccentrica
	1 trazione pura
k_3	3,4
k_4	0,425
σ	>0 se di trazione

Tabella 34 'SET-2' – Verifica a fessurazione SLE



Verifica a taglio di una sezione circolare

secondo EN 1992-1-1:2004/E / Bollettino CEB n. 137 All. 5

geometria

sezione trasversale - rettangolo equivalente

base	b_e	=	90	cm
altezza	h_e	=	70,6	cm
copriferro (asse armatura long.)	c	=	6	cm
altezza utile	d	=	64,6	cm
braccio coppia interna	z	=	70,5	cm

armatura a taglio

tipo di armatura	-> spirale			
diametro	ϕ	=	12	mm
coefficiente correttivo	λ_{r1}	=	0,85	
area	A_{sw}	=	226,2	mm ²
area massima - 6.12 - EC2	$A_{sw,m}$	=	1622,7	mm ²
distanza tra due creste	ρ	=	20	cm
coefficiente correttivo	λ_2	=	1,00	
	r_{sw}	=	43,4	cm

armatura longitudinale tesa

area totale	$A_{sl,e}$	=	53,1	cm ²
-------------	------------	---	------	-----------------

materiali

calcestruzzo

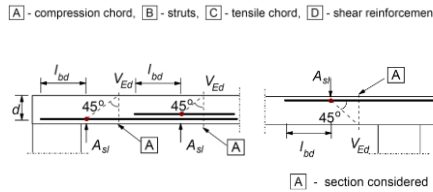
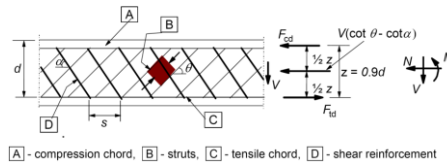
resistenza caratt. cilindrica a 28 gg.	f_{ck}	=	24,9	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_c	=	1,5	
coeff. effetti a lungo termine	α_{cc}	=	0,85	
tensione di calcolo	f_{cd}	=	14,1	MPa
coeff. riduzione resistenza bielle	v	=	0,5	
tensione di calcolo - trazione	f_{ctd}	=	1,2	MPa

acciaio

tensione caratt. di snervamento	f_{yk}	=	450,0	MPa
coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1,15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391,3	MPa

Tabella 35 Verifica a taglio

legenda



sollecitazioni e verifiche

taglio	V_{Ed}	=	16	kN
azione assiale	N_{Ed}	=	-4649	kN
azione assiale di precompressione	$N_{Ed,cp}$	=	0	kN

resistenza elemento non armato	V_{Rdc}	=	443,3	kN
--------------------------------	-----------	---	-------	----

resistenza armatura a taglio	V_{Rds}	=	457,8	kN
resistenza bielle calcestruzzo	V_{Rdmax}	=	1937,1	kN
inclinazione bielle calcestruzzo	θ	=	30,0	°
$2 A_{sw,max} f_{ywd} \text{sen}(a) / b_w s \alpha_{cw} n_1 f_{cd}$		=	0,14	

sezione	duttile			
traslazione armatura long.	a_l	=	64,6	cm

servizio

α	=	1,456	rad
θ	=	0,524	rad
C_{Rdc}	=	0,12	
k	=	1,56	
ρ_1	=	0,00	
k_1	=	0,15	
v_{min}	=	0,339	MPa
σ_{cp}	=	2,82	MPa
V_{Rdc}	=	246,1	kN
V_{Rdcmin}	=	443,3	kN
α_{cw}	=	1,0	

$V_{Rd,c}$	=	1716,5	kN
------------	---	--------	----

$V_{Rd,c}$	=	703,2	kN
------------	---	-------	----

angolo θ

scelta	imposto	
$\theta_{imposto}$	=	30 °
$\theta_{calcolato}$	=	15,3 °
θ_{inf}	=	21,8 °
θ_{sup}	=	45 °

8.3.3 Verifica ancoraggio barre nella platea di fondazione

I pali di fondazione sono ancorati alla platea attraverso i ferri di attesa della gabbia superiore di armatura dei pali stessi. Al fine di garantire una adeguata lunghezza di ancoraggio, i ferri di armatura sono stati risvoltati a U, la lunghezza complessiva dell'ancoraggio è pari 144 cm, 19cm superiore a quella minima di necessaria, calcolata in accordo al §8.4 di EC2 per barre dritte, come riportato nella seguente tabella.

Nel calcolo dell'ancoraggio, è stato tenuto considerato un diametro di 33 mm, equivalente all'area delle barre longitudinali accoppiate $\Phi 26$ e 20.



Armatura	[-]	Longitudinale
Barra	[-]	Dritta
Sollecitazione	[-]	Trazione
ϕ	[mm]	33 Diametro dell'armatura
γ_c	[-]	1,50 Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	37 Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	30,7 Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{ctk,0.05}$	[N/mm ²]	2,06 Resistenza caratteristica cubica CLS
α_{ct}	[-]	1,00 Coeff. effetti a lungo termine
η_1	[-]	0,70 Coeff. condizioni di aderenza (1.0 buona aderenza; 0.7 altri casi)
η_2	[-]	0,99 Coeff. riferito al diametro dell'armatura
f_{bd}	[N/mm ²]	2,14 Tensione di aderenza ultima acciaio-clc
σ_{sd}	[N/mm ²]	335 Tensione di progetto
$l_{b,rqd}$	[mm]	1291 Lunghezza di ancoraggio di base
c	[mm]	72 Copriferro netto
a	[mm]	80 Interasse netto armature
c_1	[mm]	72 Copriferro laterale
c_d	[mm]	40 Copriferro netto
α_1	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_2	[-]	0,97 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_3	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_4	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
α_5	[-]	1,00 Coeff. vedi prospetto 8.2 EC2
$l_{b,min}$	[mm]	387 Lunghezza di ancoraggio minima
l_{bd}	[mm]	1250 Lunghezza di ancoraggio di progetto

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL TR 03 0 0 001	Rev. B	Foglio 50 di 51

9 VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO DELLA RAMPA DI ACCESSO

Il piazzale del fabbricato FA03 è raggiunto da una rampa di accesso con platea in calcestruzzo e muri laterali, separata dal piazzale su pali attraverso un giunto. La rampa è soggetta alla sottospinta idraulica, analogamente alla platea, e si è verificato che il peso proprio complessivo della stessa sia tale da autoequilibrare la spinta applicata. Nelle tabelle seguenti sono riportati i parametri geometrici fondamentali e le verifiche al galleggiamento.

DATI GEOMETRICI PRINCIPALI

Altezza media di falda	4.7 m
Lunghezza rampa	
Lunghezza rampa parallela binari	43.5 m
Lunghezza rampa ortogonali binari	23 m
Altezza media muro Hvar - tratto parallelo binari	4.5 m
Altezza media muro H var - tratto ortogonale	2.3 m
Altezza muro H cost - tratto parallelo binari	3 m
Larghezza rampa	7.4 m
Tratto rampa immerso	33.5 m
Spessore fondazione	0.6 m
Spessore muro lato diaframmi	0.6 m
Spessore muro lato trincea	0.3 m

Tabella 36 Dati geometrici principali rampa di accesso piazzale FA03

VERIFICHE AL GALLEGGIAMENTO RAMPA DI ACCESSO			
	Equilibrio alla traslazione	Braccio di coppia	Equilibrio alla rotazione
Carichi instabilizzanti (coefficiente 1.1)			
	(kN)	(m)	(kNm)
<i>Spinta falda</i>	6408.2	32.3	207199.0
Carichi stabilizzanti (coefficiente 0.9)			
	(kN)	(m)	(kNm)
<i>Fondazione</i>	4345.7	21.8	94517.9
<i>Parete contro terra - tratto parallelo - H var</i>	3057.8	28.7	87757.4
<i>Parete lato trincea - tratto parallelo - Hvar</i>	681.8	21.8	14828.1
<i>Parete lato trincea - tratto parallelo - Hcost</i>	2303.4	3.8	8637.9
<i>Parete lato piazzale - tratto ortogonale</i>	560.3	7.0	3921.8
Totale stabilizzante	10388.6		209663.0
Rapporto Stabilizzante/Instabilizzante	1.62		1.01

Tabella 37 Verifica al galleggiamento rampa di accesso piazzale FA03

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



FABBRICATO FA03 – RELAZIONE DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Progetto
IN17

Lotto
12

Codifica Documento
EI2 CL TR 03 0 0 001

Rev.
B

Foglio
51 di 51

10 VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO VASCA ANTINCENDIO

La vasca antincendio è ancorata ai diaframmi perimetrali che circondano la vasca stessa, pertanto, non sono previsti pali a trazione al di sotto della vasca; per la determinazione delle azioni di sollevamento e la verifica dei diaframmi perimetrali si rimanda alla relazione IN1711EI2CLTR0000003.