

**Autostrada A13
Bologna - Padova**

**Progetto Definitivo
Ampliamento alla terza corsia
Tratto Bologna - Ferrara**

Opere di linea

**Ponte su Scolo Calcarata
Relazione di calcolo sottostrutture**

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Schema statico e schema di vincolo</i>	4
1.1.2	<i>Spalle.....</i>	5
1.1.3	<i>Pile.....</i>	9
1.2	MODALITÀ REALIZZATIVE.....	11
1.2.1	<i>Spalle.....</i>	11
1.2.2	<i>Pile.....</i>	11
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
1.4	CONTESTUALIZZAZIONE	12
1.4.1	<i>Condizioni ambientali e classi di esposizione</i>	12
1.4.2	<i>Sismicità</i>	12
1.4.3	<i>Parametri geotecnici</i>	13
1.5	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	13
1.5.1	<i>Calcestruzzo opere in ampliamento</i>	13
1.5.2	<i>Acciaio per c.a. opere in ampliamento.....</i>	14
1.5.3	<i>Materiali opere esistenti</i>	15
1.5.4	<i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	16
1.6	SOFTWARE DI CALCOLO	17
1.7	CONVENZIONI GENERALI.....	17
2	IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE.....	18
2.1	SPALLE.....	18
2.1.1	<i>Azioni dell'impalcato</i>	18
2.1.2	<i>Azioni sul corpo spalla</i>	19
2.1.3	<i>Verifiche eseguite.....</i>	19
2.2	PILE	20
2.2.1	<i>Azioni dell'impalcato</i>	20
2.2.2	<i>Azioni sul corpo pila</i>	20
2.2.3	<i>Verifiche eseguite.....</i>	20
3	ANALISI DEI CARICHI.....	21
3.1	SPALLE ESISTENTI E DI AMPLIAMENTO.....	21
3.1.1	<i>Contributi di impalcato.....</i>	21
3.1.2	<i>Contributi del corpo spalla</i>	27
3.2	PILE	43
3.2.1	<i>Contributi di impalcato.....</i>	43
3.2.2	<i>Contributi del corpo pila.....</i>	45
4	COMBINAZIONI DI CARICO	50
5	VERIFICA SPALLA ESISTENTE	52
5.1	PARAMENTO.....	52
5.1.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	52
5.1.2	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	53
5.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	54
5.2	PARAGHIAIA (NON RINFORZATO).....	55
5.2.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	55

5.2.2	Verifica a pressoflessione	57
5.2.3	Verifica a taglio	58
5.3	PALI SPALLA ESISTENTE	59
5.3.1	Sollecitazioni.....	61
5.3.2	Verifica a pressoflessione.....	62
5.3.3	Verifica a taglio	63
5.4	PIEDE DI FONDAZIONE	64
5.4.1	Sollecitazioni.....	64
5.4.2	Verifica a flessione	65
5.4.3	Verifica a taglio	66
5.5	TIRANTE A TERGO SPALLA	67
5.6	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	67
5.6.1	Verifica a flessione	68
5.6.2	Verifica a taglio	69
6	VERIFICA PILA.....	70
6.1.1	Sollecitazioni e analisi	70
6.1.2	Verifiche	71
7	VERIFICA STRUTTURE IN AMPLIAMENTO	73
7.1	VERIFICA SPALLA DI AMPLIAMENTO.....	73
7.1.1	Pali spalla di ampliamento.....	73
7.2	PILE DI AMPLIAMENTO	76
7.2.1	Azioni statiche	76
7.2.2	Azioni simiche.....	78
7.2.3	Azioni per verifiche geotecniche.....	81
8	RITEGNI SISMICI	82
8.1	RITEGNO LONGITUDINALE	82
8.1.1	Verifica a flessione	82
8.1.2	Verifica a taglio	83
8.2	RITEGNI TRASVERSALI	84
8.2.1	Sollecitazioni.....	84
8.2.2	Verifiche	85
9	SPOSTAMENTI	87
9.1	PERDITA D'APPOGGIO	87
9.2	ESCURSIONI TERMICHE	87

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alle sottostrutture dell'ampliamento del viadotto su Scolo Calcarata sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 23+991.

1.1 *Descrizione generale dell'opera*

1.1.1 Schema statico e schema di vincolo

Lo schema statico vede la presenza di tre campate di impalcato appoggiate sulle sottostrutture.

Si prevede la sostituzione delle apparecchiature di appoggio esistenti con cuscinetti in gomma armata; la medesima tipologia di appoggio viene impiegata per la struttura in ampliamento, di nuova realizzazione.

I dispositivi in gomma armata verranno interposti tra sottostruttura e travate senza alcun collegamento di tipo meccanico.

In base a quanto appena esposto se ne consegue che:

- per la fase di esercizio, l'assorbimento delle azioni longitudinali è demandato per intero alla reazione orizzontale di attrito che si sviluppa tra cuscinetto e calcestruzzo;
- per la fase sismica, viene ammessa la totale perdita di efficienza di tali apparecchiature, affidando:
 1. le sollecitazioni orizzontali trasversali ad un sistema di ritegno costituito da mensole in calcestruzzo disposte sulle pile e sulle spalle;
 2. le sollecitazioni orizzontali longitudinali ad una catena cinematica formata dagli impalcati che, connessi mediante una striscia in neoprene tra le solette, trasferisce gli sforzi ai dispositivi di ritegno longitudinale.

In direzione trasversale per le pile e le spalle si prevede la realizzazione di quattro o cinque dispositivi di ritegno trasversale a semplice effetto per ogni estremo di impalcato.

Il fine corsa longitudinale è realizzato mediante il paraghiaia rinforzato delle spalle.

I ritegni saranno realizzati in modo da minimizzare la "corsa" della travata in fase sismica, e da permettere comunque lo svilupparsi delle deformazioni termiche longitudinali e trasversali.

1.1.2 Spalle

Le spalle esistenti in c.a. sono del tipo continue e fondate su pali di tipo trivellato in calcestruzzo gettato in opera con tubo forma $\varnothing 450$ mm (v. Figura 1-1 e Figura 1-2)

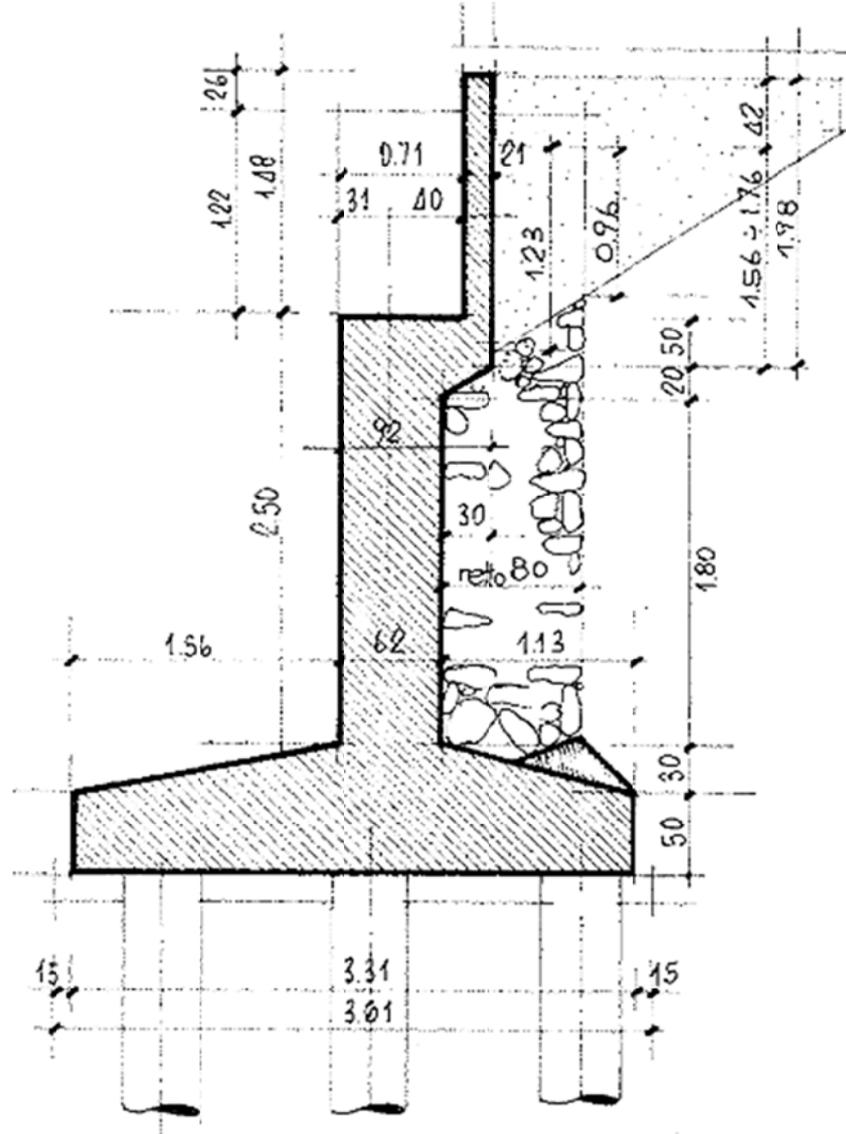


Figura 1-1 - Sezione trasversale spalla esistente

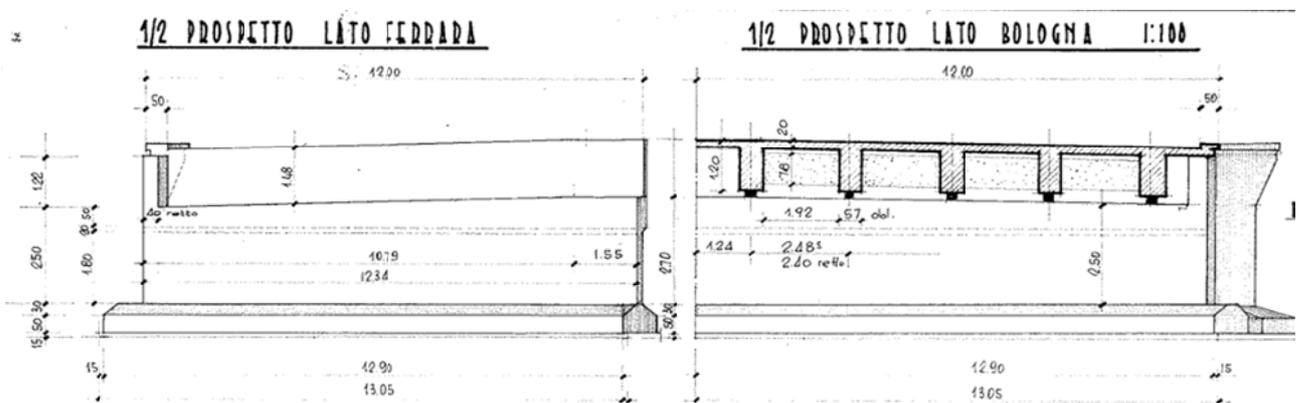


Figura 1-2 - 1/2 Prospetto spalla esistente

Le caratteristiche geometriche delle spalle esistenti impiegate nel presente calcolo sono riportate in Figura 1-3.

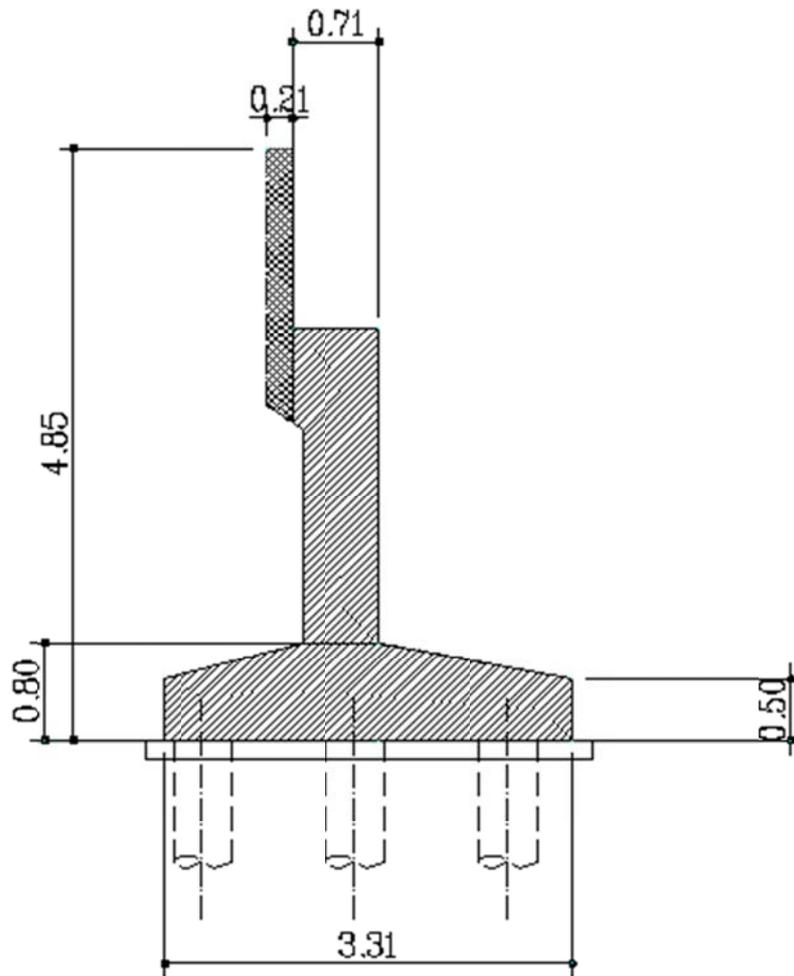


Figura 1-3 - Geometria di calcolo spalla esistente

A tergo delle spalle esistenti saranno collegati degli elementi in c.a. fondati su pali (denominati in seguito "tiranti a tergo spalle") al fine di mobilitare un vincolo ulteriore sotto le azioni di stato limite ultimo e in fase sismica.

Tali tiranti saranno connessi al paramento posizionandone l'estradosso alla quota del piano appoggi e saranno vincolati a 3 pali $\varnothing 1000$ a tergo delle spalle esistenti (v. Figura 1-4 e Figura 1-5).

Sarà inoltre realizzato un cordolo nella parte anteriore della spalla e alla stessa altezza dei tiranti per ripartire la forza che essi esercitano.

Per la realizzazione dei tiranti sarà demolito e ricostruito il paraghiaia in corrispondenza degli stessi per una fascia di larghezza funzione delle fasi di cantierizzazione dell'opera; inoltre verrà realizzato un cordolo in C.A di connessione ai tiranti anteriormente al paramento al quale sarà demandata la resistenza della spalla in direzione trasversale.

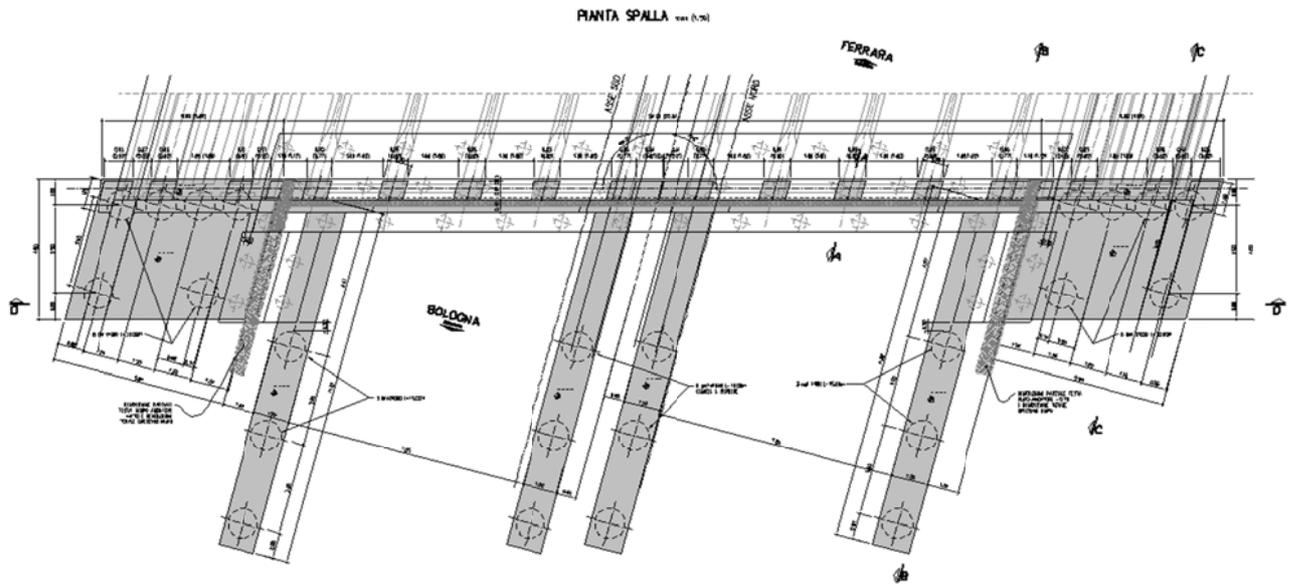


Figura 1-4 - Pianta con localizzazione tiranti a tergo spalla

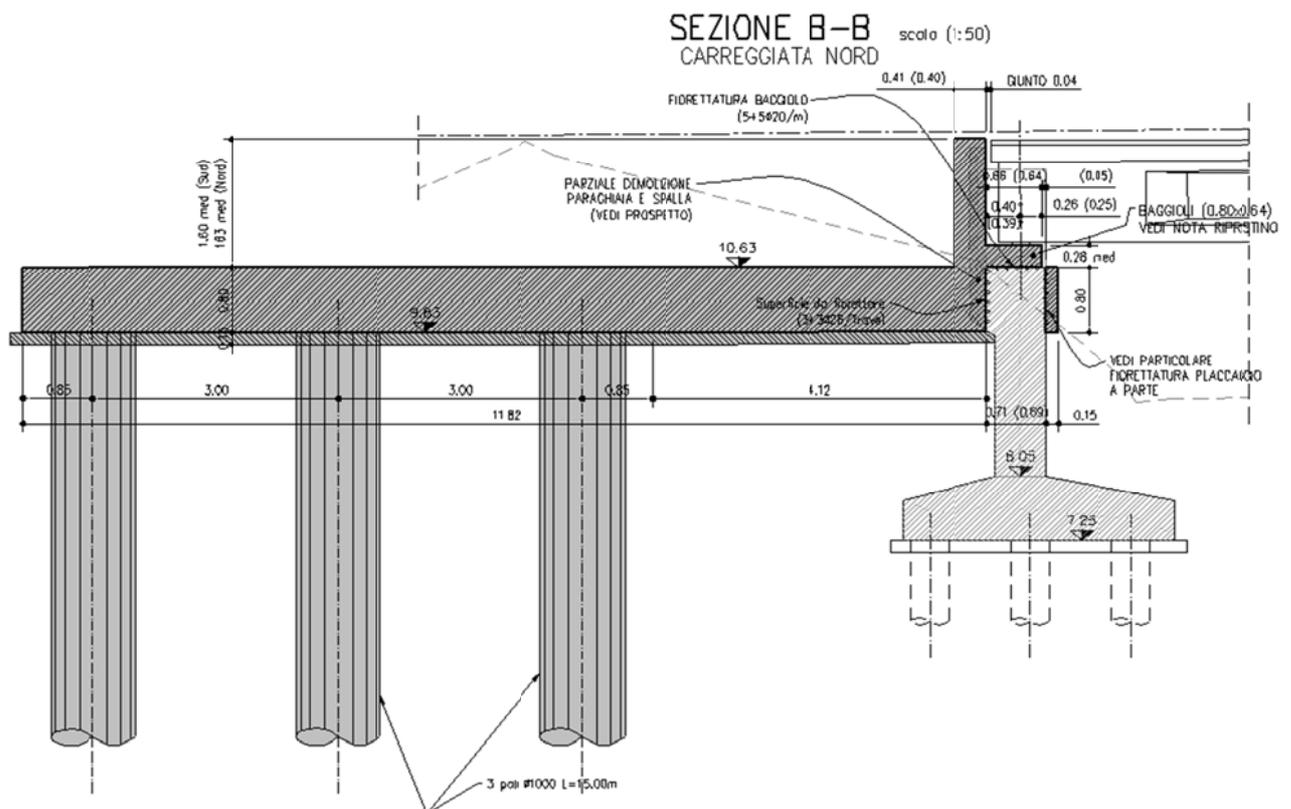


Figura 1-5 - Dettagli tiranti a tergo spalla

Le spalle in ampliamento saranno realizzate in c.a. e fondate su pali $\varnothing 1000$ ad una quota superiore rispetto alle esistenti (v. Figura 1-6 e Figura 1-7).

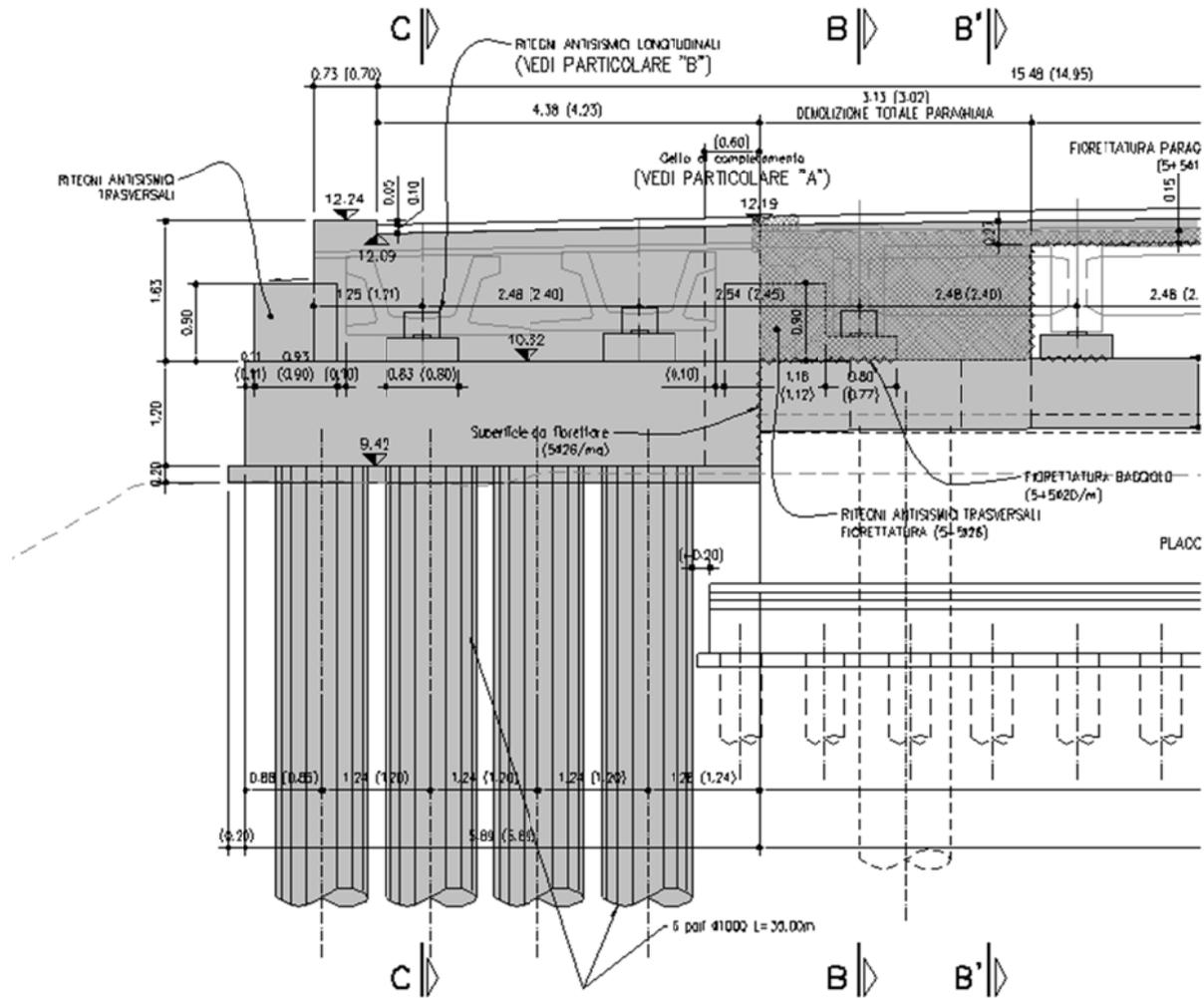


Figura 1-6 - Semi-prospetto spalle con ampliamento

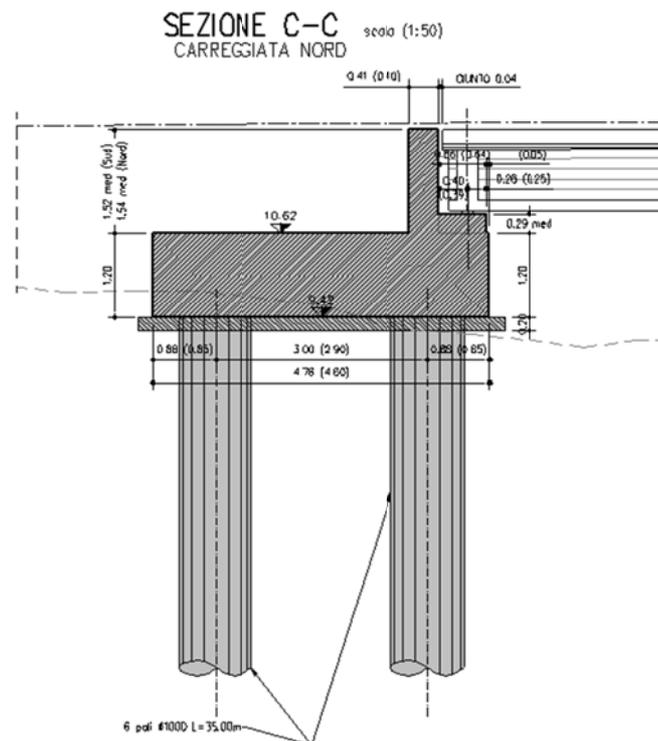


Figura 1-7 - Sezione longitudinale spalla in ampliamento

1.1.3 Pile

Le pile esistenti in c.a. sono del tipo pila-palo. Le pile sono diametro $\Phi 900\text{mm}$ e proseguono interrate sul palo $\Phi 1000$. Il palo è armato per una lunghezza di 12m dalla testa. In figura è rappresentato l'as built della struttura.

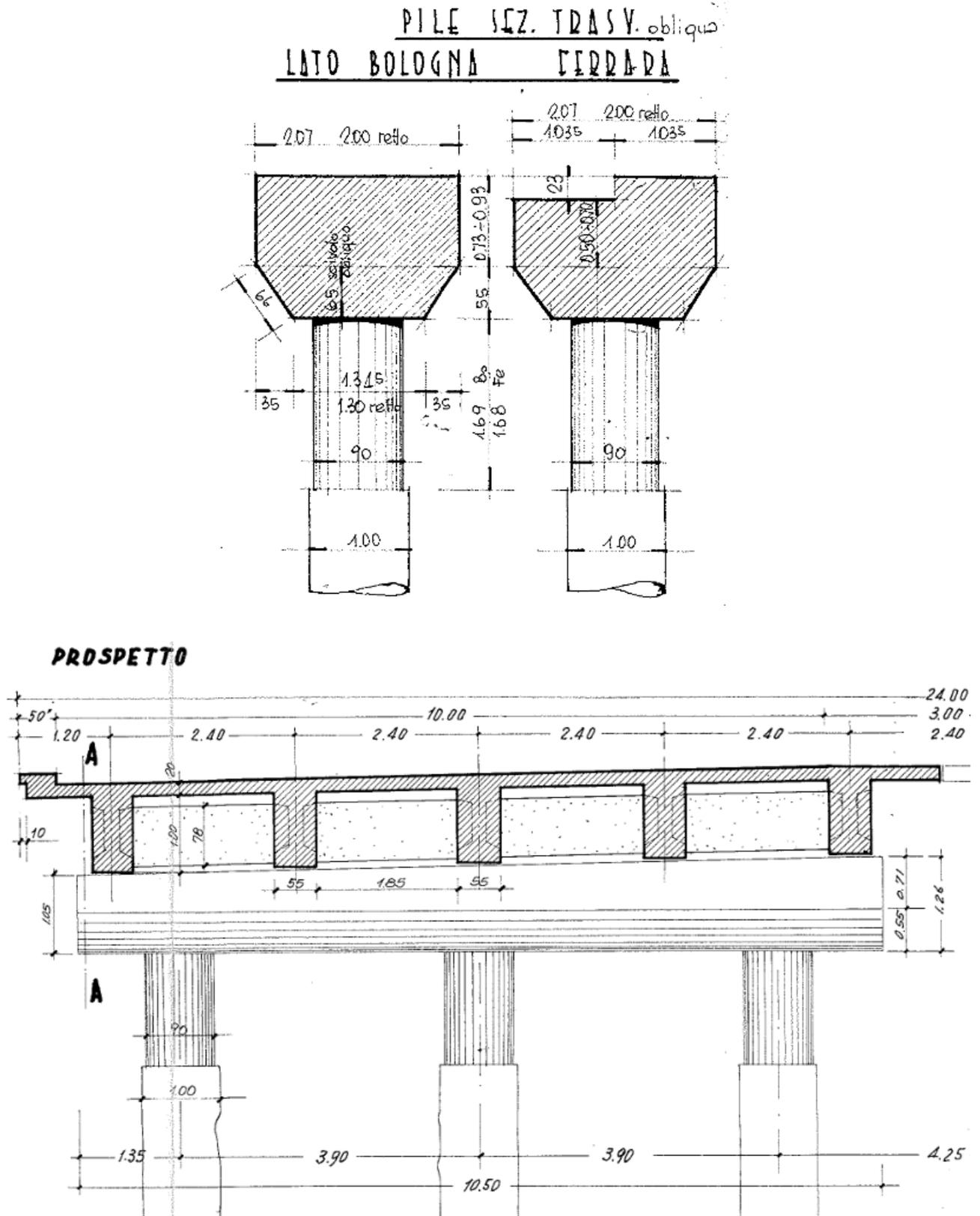
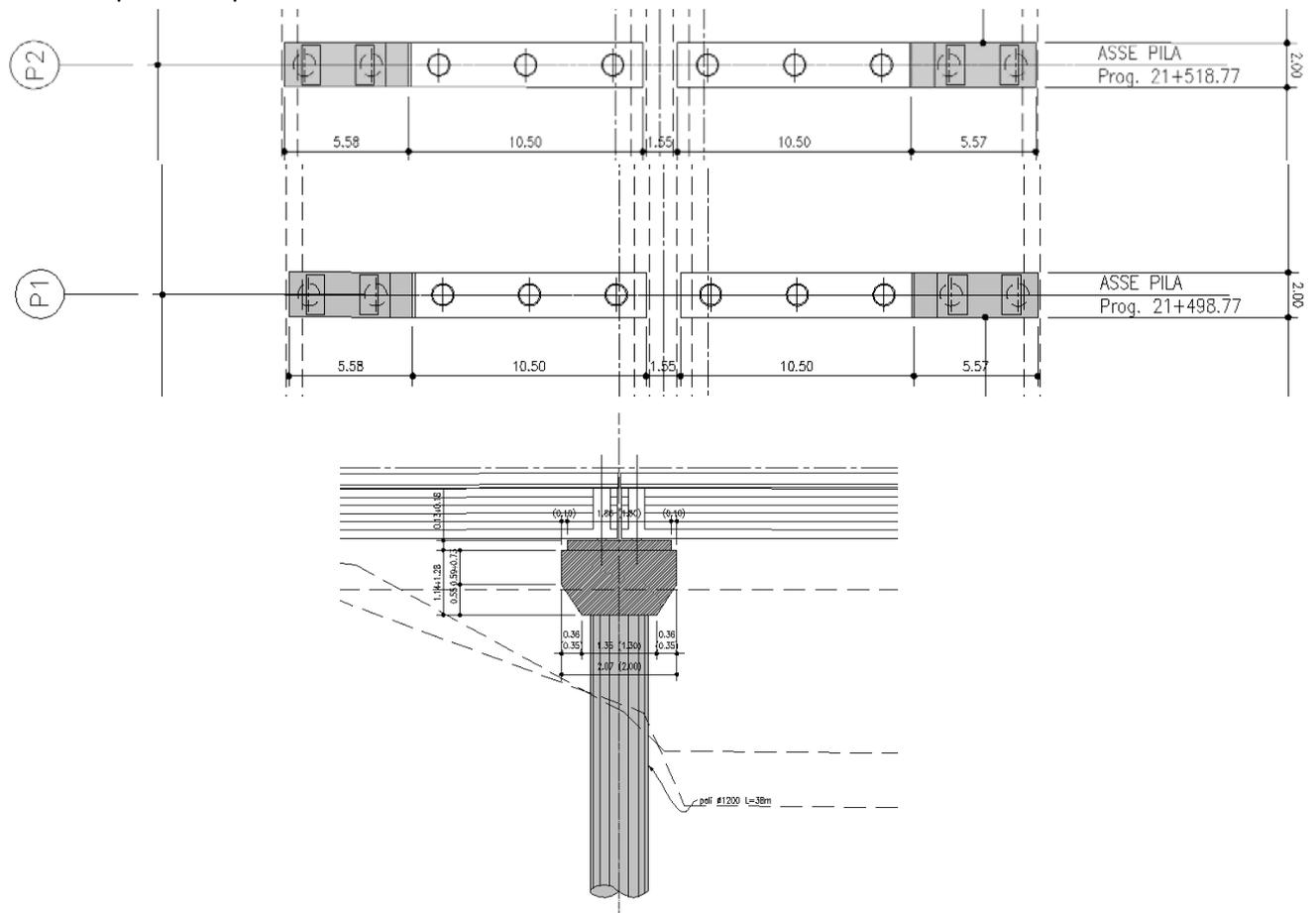
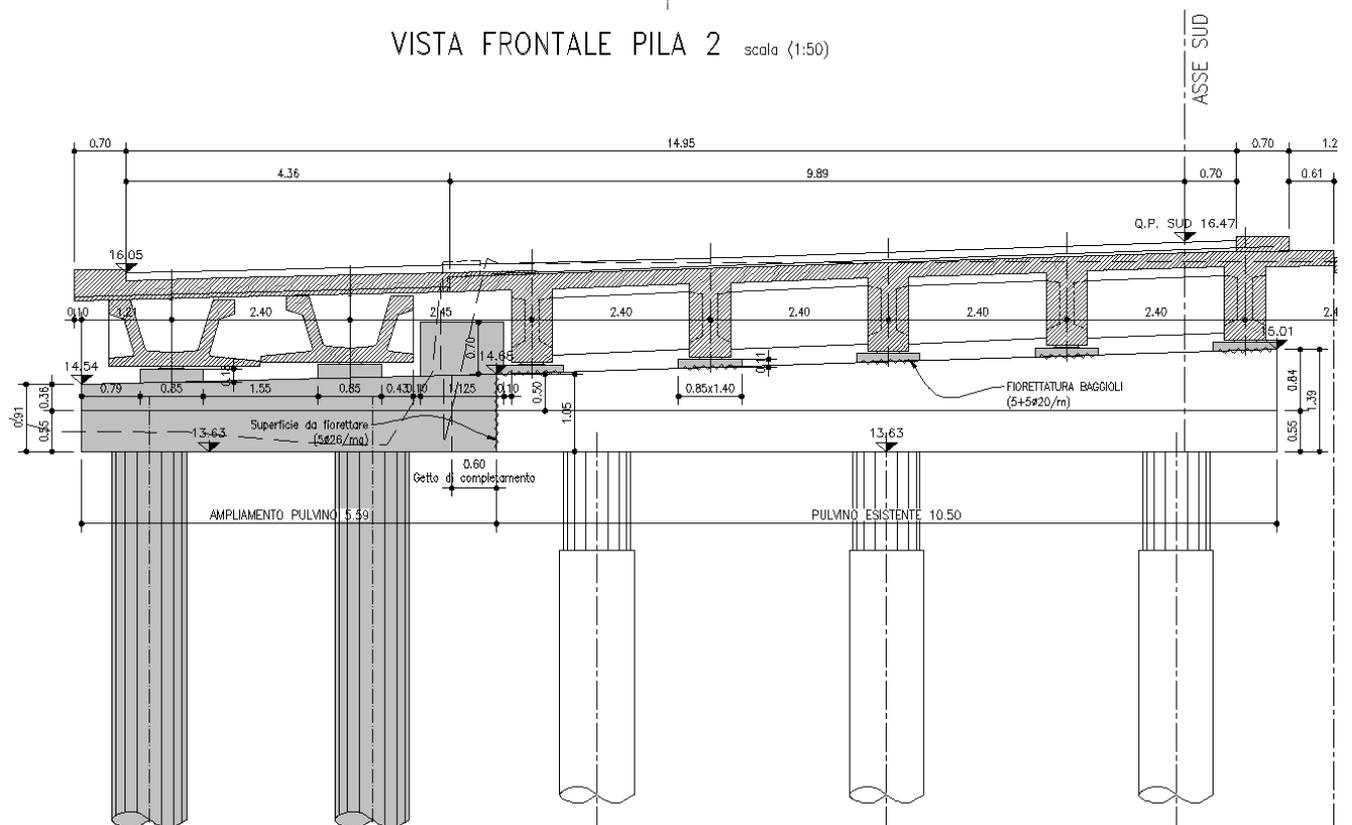


Figura 1-8 - Prospetto pile esistente

Le pile in ampliamento saranno realizzate con la stessa tipologia di quelle esistenti. Si realizzeranno delle pile-palo $\Phi 1200$ con la tecnologia del palo trivellato per una profondità di 35m. Nelle figure seguenti si mostrano le pile in ampliamento.



VISTA FRONTALE PILA 2 scala (1:50)



1.2 Modalità realizzative

1.2.1 Spalle

Le porzioni di spalle nuove ed esistenti saranno calcolate come mutualmente indipendenti.

Si è scelto di progettare l'ampliamento con rigidità globale maggiore rispetto alla struttura esistente in modo da evitare a quest'ultima una maggiorazione del carico rispetto alla situazione attuale.

La significativa interazione struttura nuova/esistente impone quindi il rispetto delle fasi realizzative di seguito indicate:

1. Realizzazione palificate delle spalle in ampliamento.
2. Realizzazione della suola di fondazione delle spalle in ampliamento connessa con fiorettature all'esistente.
3. Realizzazione del paramento della spalla in ampliamento prevedendo una "tasca" all'interfaccia tra le superfici in modo da consentire la giunzione degli elementi posticipata.
4. Reinterro a tergo spalla.
5. Connessione mediante getto di c.a. dei paramenti della spalla nuova alla esistente.
6. Realizzazione palificate dei tiranti a tergo spalle esistenti.
7. Realizzazione tiranti e cordolo a tergo spalla

1.2.2 Pile

L'ampliamento delle pile non prevede alcuna particolare cura nelle fasi di realizzazione se non la preparazione delle superfici di contatto del pulvino e la connessione delle parti mediante fiorettatura come indicato nelle tavole di progetto.

1.3 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio

UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti

- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 Bologna - Padova.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

1.4.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$T_{min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$T_{max} = +45 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Per l'umidità ambientale si assume:

$RH = 80 \%$

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta:	XF4
corpo spalla e pila:	XF2
fondazioni spalla e pila:	XC2
pali:	XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV \rightarrow Cu = 2.0
Vita di riferimento	100 anni
ag	0.207 g = 2.03 m/s ²
Categoria topografica	T1
Tipo di suolo	D

1.4.3 Parametri geotecnici

Le caratteristiche del terreno influenzano, in linea generale, la flessibilità del sistema spalle-impalcato, e pertanto, anche la distribuzione delle sollecitazioni ed il quadro tensionale sui vari elementi strutturali.

L'inquadramento di dettaglio relativo alle caratteristiche geotecniche dei terreni ricadenti nella tratta di impiego della presente tipologia è riportato nello specifico elaborato.

È stata considerata una stratigrafia caratterizzata dai seguenti parametri distintivi:

γ	20 kN/m ³
Φ	35 °

1.5 Caratteristiche materiali

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

1.5.1 Calcestruzzo opere in ampliamento

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

PALI

Classe..... C25/30

Classe di esposizione XC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe..... C12/15

Classe di esposizione X0

FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizione XC2

ELEVAZIONI PILE

Classe..... C32/40

Classe di esposizione XF2

PULVINO

Classe..... C32/40

Classe di esposizione XF4

ELEVAZIONI MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizione XF2

ELEVAZIONI SPALLE

Classe..... C32/40

Classe di esposizione XF2

CORDOLI, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI

Classe..... C35/45
 Classe di esposizione XF4

SOLETTE IN C.A. E TRAVERSI (IN PROGETTO)

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro < 100 micron/m a 28gg.

(Valutazione con la prova secondo UNI 8148)

Classe..... C35/45
 Classe di esposizione XF4

COPPELLE

Classe..... C35/45
 Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (\varnothing palo>600mm)Cnom.=60.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per soletteCnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioniCnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioniCnom.=40.0 mm

* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

1.5.2 Acciaio per c.a. opere in ampliamento

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

fyk > 450 MPa

ftk > 540 MPa

MICROPALI / ANCORAGGI PASSIVI:

CARPENTERIA METALLICA

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

MISCELA / MALTA CEMENTIZIA DI INIEZIONE:

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Classe di resistenza minima C25/30

Classe di esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

1.5.3 Materiali opere esistenti

Per le caratteristiche dei materiali esistenti si fa riferimento alle prove a disposizione per le varie opere.

Calcestruzzo spalla: $R_m=36 \text{ MPa} \rightarrow R_{ck}=36.64-8=28.64 \text{ MPa}$ equivalente a C25/30

Armatura spalla: $f_y=322 \text{ MPa} \rightarrow f_{yk}=0.7*322=225 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=196 \text{ MPa}$

Pali spalla esistente: non avendo a disposizione dati da prove in situ si fa riferimento a valori di resistenza da dati di bibliografia:

Calcestruzzo equivalente C25/30

Acciaio tipo Aq60: $f_y=310 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=310/1.15=269 \text{ MPa}$

Per quanto non specificato, in particolare relativamente alle caratteristiche dei materiali, alle specifiche per l'esecuzione dei lavori ed ai controlli da eseguire, si dovrà fare riferimento alle norme tecniche d'appalto.

1.5.4 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ft}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XII
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

1.6 Software di calcolo

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a seconda del caso studiato ai seguenti programmi:

"**VCASLU**" – ver. 7.6 del 25 Giugno 2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

"**GRUOP for Windows**" – ver. 7.0, Ensoft Inc. Il programma permette di analizzare il comportamento di gruppi di pali attraverso modellazione 2D o modellazione 3D.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2007**.

1.7 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze..... m
forze - coppie..... kN
tensioni..... MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano y-z orizzontale, con y posto tangente all'asse di tracciamento stradale e x verticale.

Per quanto riguarda le azioni agenti sulle sottostrutture salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione verticale (positiva se verso il basso)
Fy azione orizzontale longitudinale (positiva se ribaltante)
Fz azione orizzontale trasversale (trascurata)
My momento ribaltante trasversale (trascurato)
Mz momento ribaltante longitudinale (positivo se ribaltante)
Mx momento agente nel piano orizzontale (trascurato)

2 Impostazioni delle analisi e delle verifiche

Si precisa che di seguito saranno riportate le verifiche delle sottostrutture esistenti, con le eventuali porzioni rinforzate, e di ampliamento.

2.1 Spalle

L'analisi delle sollecitazioni agenti sulle spalle è strutturata come segue:

1. determinazione azioni dell'impalcato afferente
2. determinazione azioni sul corpo spalla
3. combinazione delle azioni

L'analisi delle sollecitazioni sulla spalla viene eseguita nella sola direzione longitudinale (perpendicolare al piano del paramento della spalla) trascurando gli effetti delle azioni trasversali.

In base a quanto appena esposto si procede alla determinazione dei carichi agenti/resistenti calcolati per 1.00 m di larghezza di spalla distribuendo uniformemente tutte le sollecitazioni sulla larghezza della spalla.

2.1.1 Azioni dell'impalcato

Gli impalcato presentano tutti uno schema di vincolo "appoggio-appoggio" per cui le sollecitazioni che trasmettono alla spalla sono solo l'azione verticale e quella orizzontale (longitudinale) funzione del dispositivo di appoggio impiegato.

In via semplificativa si sono adottate le seguenti ipotesi di calcolo.

Data la tipologia dell'intervento e le modalità esecutive, per le travi nuove in c.a.p. e per le solette gettate in opera si è trascurata l'azione del ritiro poiché si considera già scontata.

Dato lo schema statico del sistema (v. § 1.1.1), l'azione termica sulle spalle prevede solo la componente assiale uniforme e non il gradiente di temperatura.

Tale azione è calcolata in base alla contrazione/espansione che genera nella sovrastruttura e alla rigidità del dispositivo di appoggio previsto:

$$F_{\text{TERM}} [\text{N}] = \Delta_{\text{contr/esp}} [\text{mm}] \times k_{\text{DISP}} [\text{N/mm}]$$

In virtù del fatto che si sta studiando la spalla senza tenere in conto le azioni trasversali (studio di 1.00 m di larghezza di spalla) i carichi mobili non prevedono diverse permutazioni laterali ma se ne sono sommati gli effetti delle varie corsie disponibili e sono stati uniformemente distribuiti sulla larghezza della spalla come gli altri tipi di carico.

Viene trascurato l'effetto del vento.

In base a quanto esposto nel paragrafo § 1.1.1, l'azione sismica trasmessa è calcolata come il 100% della massa afferente per l'accelerazione di picco al suolo:

$$F_{\text{SISM}} [\text{N}] = 100\% \times M_{\text{afferente}} [\text{kg}] \times a_g [\text{m/s}^2] \times S [-]$$

Le azioni di impalcato così calcolate (v. § 0) sono poi sommate secondo le combinazioni di Normativa in modo da massimizzare/minimizzare gli effetti delle sollecitazioni sulla spalla:

max/min F_x (azione orizzontale longitudinale)

max/min F_z (azione verticale sulla spalla)

2.1.2 Azioni sul corpo spalla

Le azioni agenti sul corpo della spalla esistente/in ampliamento (v. § 3.1.2), oltre che quelle derivanti dall'impalcato del paragrafo § 2.1.1, sono le seguenti:

- Pesi propri e permanenti portati
- Spinta statica delle terre
- Azioni del sovraccarico accidentale a tergo spalla
- Inerzie sismiche della massa dell'impalcato afferente, della spalla e del terreno portato a monte
- Sovrappinta sismica del terreno a monte

In via semplificativa si sono adottate le seguenti ipotesi di calcolo.

Data al differente rigidezza delle spalle esistenti ed in ampliamento (considerate mutualmente indipendenti), la spinta statica delle terre è stata valutata in condizione di **spinta attiva** per le spalle esistenti e di **spinta a riposo** per le spalle in ampliamento.

Il coefficiente di spinta attiva (per le spalle esistenti) è stato calcolato in base alla teoria di Rankine.

Ove presenti, per le porzioni di terreno a valle dell'opera, la spinta delle terre è stata ipotizzata agente con coefficiente di spinta a riposo.

La sovrappinta sismica delle terre è stata calcolata come differenza tra la spinta sismica di Mononobe-Okabe e la spinta attiva secondo formulazione di Rankine

$$\Delta S_{\text{SISMICA}} = S_{\text{MONONOBE-OKABE}} - S_{\text{RANKINE}}$$

Per le spalle esistenti, a valle delle determinazioni delle sollecitazioni, si verificano le sezioni significative (v. §0).

Per le spalle in ampliamento si determinano le sollecitazioni globali alla base delle fondazioni e dove ritenuto opportuno quelle sul fusto spalla. Tali sollecitazioni verranno utilizzate per eseguire le verifiche geotecniche e strutturali. Per queste ultime è stato definito un tasso di incidenza delle armature tale da garantire il soddisfacimento delle verifiche.

2.1.3 Verifiche eseguite

A valle della determinazione delle sollecitazioni agenti, si valuta l'andamento delle azioni nei vari S.L. agenti sul corpo spalle (v. Capitolo 4).

In linea generale sono sviluppati i calcoli relativi a:

1. sollecitazioni alla base del corpo spalla → sollecitazioni e verifica pali e soles di fondazione
2. sollecitazioni e verifica alla base del paramento
3. sollecitazioni e verifica alla base del paraghiaia
4. sollecitazioni e verifica della spalla nel piano trasversale e del cordolo

Lo S.L. sismico viene preso in esame in quanto agente solo sulle sottostrutture.

2.2 Pile

Le pile, in condizioni statiche presentano sollecitazioni nettamente inferiori rispetto al caso sismico.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, saranno analizzate con un'analisi di tipo statica non lineare (push-over).

L'analisi delle sollecitazioni agenti sulle pile è strutturata come segue:

1. determinazione azioni degli impalcati afferenti
2. azioni relative al corpo pila (pesi propri e permanenti portati)
3. sviluppo dell'analisi di push-over per le sollecitazioni sismiche
4. combinazione delle azioni

L'analisi delle sollecitazioni sulle pile viene eseguita nella direzione longitudinale e trasversale.

Data la rigidità molto maggiore del sistema nella direzione trasversale, si considerano come dimensionanti solo le azioni longitudinali applicando i coefficienti di contemporaneità alle sollecitazioni trasversali (sisma).

2.2.1 Azioni dell'impalcato

Si opera in analogia a quanto riportato in § 2.1.1 per la quota parte degli impalcati della campata laterale e centrale afferenti alla pila (v. § 3.2.1).

2.2.2 Azioni sul corpo pila

Le azioni agenti sul corpo della pila esistente/in ampliamento (v. § 3.2.2), oltre che quelle derivanti dall'impalcato del paragrafo § 2.2.1, sono le seguenti:

- Pesi propri e permanenti portati
- Azioni sismiche da analisi di tipo statico non lineare (push-over)

A valle della determinazione delle sollecitazioni, per il sistema pile esistenti / in ampliamento si verificano le sezioni significative ipotizzando caratteristiche dei materiali e di armatura della parte in ampliamento simili (se non maggiori) rispetto alla parte esistente. Questa ipotesi ci pone a favore di sicurezza per quanto riguarda le azioni agenti sulla pila. Si provvederà dunque alla determinazione di un tasso di incidenza delle armature tale da garantire il soddisfacimento delle verifiche.

Le sollecitazioni globali calcolate alla base delle fondazioni permettono di condurre le verifiche geotecniche necessarie.

2.2.3 Verifiche eseguite

Si sono eseguite verifiche di resistenza lungo la pila in ampliamento, e di duttilità e resistenza sulle pile esistenti. In particolare sulle pile esistenti si sono svolte verifiche sulla capacità di spostamento per quanto riguarda il meccanismo duttile di pressoflessione e di resistenza per il meccanismo fragile a taglio.

3.1.1.2 Variazioni termiche Tk (Fase 3a)

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti in NTC-08, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5).

Dal momento che NTC-08 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura per i ponti, e dal momento che i criteri di base per il calcolo della temperatura dell'aria all'ombra portano a risultati univoci, si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici, unitamente alle indicazioni della bozza di N.A.D.

Come già introdotto in § 2.1.1, l'effetto delle azioni termiche sulle spalle prevede solo la componente assiale uniforme e non il gradiente di temperatura.

Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (EN 1991-1-5+N.A.D.):

Tmin	-15 °C
Tmax	+45 °C

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 3 (ponti in calcestruzzo). L'analisi vale sia per la parte di impalcato esistente che per quello in ampliamento.

Te,min	-7 °C
Te,max	+47 °C

Fissando la temperatura iniziale T0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$\Delta T_{N,comp}$	-22.0 °C
$\Delta T_{N,exp}$	+32.0 °C

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

ΔT_N	54.0 °C
--------------------	---------

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono:

$\epsilon_{contr} = \Delta T_{N,comp} \times \alpha =$	-2.20×10^{-4} -
$\epsilon_{exp} = \Delta T_{N,exp} \times \alpha =$	$+3.20 \times 10^{-4}$ -

a cui corrispondono le seguenti deformazioni termiche nette:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-4.40 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+6.41 mm

3.1.1.3 Carichi mobili Q_k (Fase 3b)

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2, capp.4/5/NTC-08, cap. 5.1.3.3.5, con riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso di analisi dei carichi delle sottostrutture esistenti, la carreggiata, di larghezza utile pari a 14.95 m, è in grado di ospitare 4 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("remaining part") risulta pari a 2.95 m.

Ai fini del calcolo si adotta una ripartizione equivalente costituita da 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m e "remaining part" pari a 5.95 m.

Dall'altro lato, nel caso di nuove sottostrutture di ampliamento la carreggiata, di larghezza utile pari a 4.45 m, è in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente risulta pari a 1.45 m.

Ai fini del calcolo sollecitazioni nella statica globale, si considera il Load Model 1, formato da carichi concentrati (TS) e distribuiti (UDL), posizionati su corsie convenzionali di carico di ampiezza massima pari a 3.00 m.

Le corsie verranno denominate secondo le convenzioni di norma, a partire dalla più "pesante", denominata "corsia 1".

Ai fini delle verifiche globali dell'impalcato si considera il carico TS e UDL, riferendo le rispettive intensità a quanto riportato in tabella.

Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Sui marciapiedi si considera il modello di carico 5 (non contemplato da EN 1991-2), con valore di combinazione pari a 2.5 kN/m² (cfr. NTC-08, tab. 5.1.IV, EN 1991-2 tab. 4.4.a + N.A.D.).

Le varie condizioni di carico mobile si differenziano per la differente disposizione trasversale delle corsie di carico, quindi per il differente posizionamento longitudinale del veicolo TS, e per la segmentazione delle stese di carico UDL, in funzione della geometria della linea di influenza oggetto dello studio.

Come anticipato in § 2.1.1, i carichi mobili non prevedono diverse permutazioni laterali ma se ne sono sommati gli effetti delle varie corsie disponibili e sono stati uniformemente distribuiti sulla larghezza della spalla come gli altri tipi di carico.

Le ragioni massime del tandem system di carico TS sono state calcolate rispettivamente come se un asse fosse posizionato sull'allineamento degli appoggi e l'altro 1.20 m più all'interno; per il carico uniforme UDL si è disposto il carico su tutta la lunghezza dell'impalcato.

Per l'impalcato si ottiene quanto esposto in Tabella 3-2 e Tabella 3-3.

Tabella 3-2 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostruttura esistente

Dimensioni carreggiata:					
Larghezza (B)	14,95	m			
Luce di calcolo (L)	20,02	m			
Larghezza spalla	36,46	m			
N. impalcati	2		1 per senso di marcia		
CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	corsia 3	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3,00	3,00	3,00	5,95	14,95
N. assi Tandem	2	2	2		
Q_{ik} [kN]	300	200	100		1200
Q_{ik} [kN/m]	9	2,5	2,5	2,5	56,875
	Larghezza pedonabile cordoli [m]			q_{fk} [kN/m ²]	TOT.
FOLLA [kN/m]	0			2,5	0

Tabella 3-3 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostruttura di ampliamento

Dimensioni carreggiata:					
Larghezza (B)	4.45	m			
Luce di calcolo (L)	20.02	m			
Larghezza spalla	5.89	m			
CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2		Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	0.00		1.45	4.45
N. assi Tandem	2	0			
Q_{ik} [kN]	300	0			600
Q_{ik} [kN/m]	9	0		2.5	30.625
	Larghezza pedonabile cordoli [m]			q_{fk} [kN/m ²]	TOT.
FOLLA [kN/m]	0			2.5	0

3.1.1.4 Azioni di accelerazione/frenatura Q_{lk} (Fase 3b)

Per l'azione di accelerazione/frenatura si fa riferimento a quanto indicato in D.M. 2008, cap. 5.1.3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-2, 4.4.1).

Si ha pertanto:

$$Q_{lk} = 180 \text{ kN} < 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

cfr. NTC-08, eq. 5.1.4 / EN 1991-2, 4.4.1.(2)

dove:

Q _{1k}	300 kN
q _{1k}	9.00 kN/m ²
w ₁	3.00 m
L	20.02 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 414.05 \text{ kN}$$

L'azione di frenatura si accompagna ai carichi da traffico, presi con il relativo valore frequente, a formare i carichi di Gruppo 2a (cfr. NTC-08, tab. 5.1.IV / EN 1991-2, tab. 4.4.a).

3.1.1.5 Inerzia sismica E_d

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

FORZE INERZIALI IMPALCATO	
Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento	10 %
T _R	949 anni
a _g	0,207 g
F ₀	2,536
T _c *	0,28 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S _t	1
S _s	1,61
S	1,61
C _c	2,362
T _B	0,22
T _c	0,66
T _D	1,68

Come anticipato in § 2.1.1, l'azione sismica trasmessa è calcolata come il 100% della massa afferente per l'accelerazione di picco al suolo e distribuita sulla larghezza della spalla:

$m_{\text{IMPALCATO}}$	553927	kg	Massa impalcato afferente alla spalla			
% attrito	100	%				
F_{SISMICA}	1813,89	kN				
L_{SPALLA}	36,46	m	Larghezza spalla (nuovo + esistente)			
F_{SISMICA}/m	49,75	kN/m				

3.1.1.6 Inclinazione impalcato

L'angolo di inclinazione tra asse della spalla e asse di tracciamento risulta essere pari a 15°, di conseguenza le azioni di frenatura e termica saranno scomposte nella componente longitudinale e trasversale (nulla).

3.1.2 Contributi del corpo spalla

3.1.2.1 Pesì propri Gk1

Il peso del corpo spalla in c.a. è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25.0 kN/m³ sulla base della geometria di calcolo.

Per il paramento esistente si è depurato il peso dei vuoti della spalla passante.

Tabella 3-4 - Pesì propri spalla esistente

P.P. SPALLA ESISTENTE	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	24,68 m
L _{PLINTI}	24,68 m
L _{SPALLA} (esistente)	24,68 m
γ	25 kN/m ³
X _{G,PARIFICATA}	1,25 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0,636 m ²
L _{PARAGHIAIA}	24,68 m
X _{G,PARAGHIAIA}	0,82 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	4,11 m
<u>SPALLA paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	1,93 m ²
L _{PARAMENTO}	24,68 m
X _{G,PARAMENTO}	1,34 m
Y _{G,PARAMENTO}	2,25 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	2,25 m ²
L _{PLINTO}	24,68 m
X _{G,PLINTO}	1,44 m
Y _{G,PLINTO}	0,35 m
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	24,68
P.P. Paraghiaia/metro	15,900 kN/m
P.P. Paramento/metro	48,25 kN/m
P.P. Plinto/metro	56,25 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L _{SPALLA}	24.68 m	
F _X	392.41 kN	
F _{x/metro}	15.900 kN/m	

γ	25 kN/m ³	PARAMENTO
L _{SPALLA}	24.68 m	
F _X	1583.22 kN	
F _{x/metro}	64.15 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0.62 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0.10 m	
My/metro	-14.68 kNm/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L _{SPALLA}	24.68 m	
F _X	2971.47 kN	
F _{x/metro}	120.40 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0.43 m	
e _{x,PARAMENTO}	0.09 m	
e _{x,PLINTO}	0.19 m	
My/metro	8.19 kNm/m	

Tabella 3-5 - Pesì propri spalla in ampliamento

P.P. SPALLA AMPLIAMENTO	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	5.89 m
L _{PLINTI}	5.89 m
L _{SPALLA (esistente)}	5.89 m
γ	25 kN/m ³
X _{G,PALIFICATA}	2.78 m
SPALLA paraghiaia	
A (Area)	0.628 m ²
L _{PARAGHIAIA}	5.89 m
X _{G,PARAGHIAIA}	3.71 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	1.985 m
SPALLA plinti paramenti	
N. paramenti	1
A _{media}	5.52 m ²
L _{PLINTO}	5.89 m

$X_{G,PLINTO}$	2.3 m
$Y_{G,PLINTO}$	0.6 m
γ	25 kN/m ³
L_{SPALLA}	5.89
P.P. Paraghiaia/metro	15.700 kN/m
P.P. Plinto/metro	138.00 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L_{SPALLA}	5.89 m	
F_x	92.47 kN	
F_x /metro	15.700 kN/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L_{SPALLA}	5.89 m	
F_x	905.29 kN	
F_x /metro	153.70 kN/m	
$e_{x,PARAGHIAIA}$	0.93 m	
$e_{x,PLINTO}$	-0.48 m	
My /metro	-51.64 kNm/m	

3.1.2.2 Spinta delle terre G_k,ep

Le spinte delle terre vengono valutate secondo i due approcci previsti dalla Normativa, ossia con parametri del terreno caratteristici (M1) e ridotti (M2) (v. Tabella 3-6).

Tabella 3-6 - Parametri del terreno M1 e M2

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$tg(\phi_k)$	γ_{M2}	$tg(\phi_{d2})$	ϕ_{d2} [rad]	ϕ_{d2} [°]
35	0,61	0,70	1,25	0,56	0,51	29,26

La spinta delle terre a monte in condizioni statiche è stata valutata per le spalle esistenti come funzione della spinta attiva, mentre per le spalle in ampliamento è funzione della spinta a riposo.

Per la spalla esistente valutiamo quanto segue.

Tabella 3-7 - Spinta delle terre a monte - Spalla esistente

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE ESISTENTI					
M1			M2		
K_a	0,271		K_a	0,343	
γ	20	kN/m ³	γ	20	kN/m ³
L_{SPALLA}	24,68	m	L_{SPALLA}	24,68	m
$H_{spingente}$	4,97	m	$H_{spingente}$	4,97	m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,59	m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,59	m
$H_{PARAMENTO}$	2,57	m	$H_{PARAMENTO}$	2,57	m
H_{PLINTO}	0,8	m	H_{PLINTO}	0,8	m
$H_{media(spalla)}$	4,96	m	$H_{media(spalla)}$	4,96	m
$B_{terreno imbarcato}$	1,12	m	$B_{terreno imbarcato}$	1,12	m
θ	15	°	θ	15	°
$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	0,45	m	$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	0,45	m
$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	2,5	m	$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	2,5	m
$X_{G,PALIFICATA}$	1,25	m	$X_{G,PALIFICATA}$	1,25	m
<u>Paraghiaia</u>			<u>Paraghiaia</u>		
$L_{PARAGHIAIA}$	24,68	m	$L_{PARAGHIAIA}$	24,68	m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,59	m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,59	m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	2,05	kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	2,60	kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	4,165	m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	4,165	m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	163,32	kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	206,98	kN
$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	3,90	m	$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	3,90	m
<u>Paramento</u>			<u>Paramento</u>		
$N_{PARAMENTO}$	1		$N_{PARAMENTO}$	1	
$L_{PARAMENTO}$	24,68	m	$L_{PARAMENTO}$	24,68	m
$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	24,68	m	$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	24,68	m
$H_{PARAMENTO}$	2,57	m	$H_{PARAMENTO}$	2,57	m
$S_{1,PARAMENTO}$	531,28	kN	$S_{1,PARAMENTO}$	673,33	kN
$Y_{S1,PARAMENTO}$	2,09	m	$Y_{S1,PARAMENTO}$	2,09	m
$S_{2,PARAMENTO}$	426,69	kN	$S_{2,PARAMENTO}$	540,76	kN
$Y_{S2,PARAMENTO}$	1,66	m	$Y_{S2,PARAMENTO}$	1,66	m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>		
N_{PLINTO}	1		$N_{PARAMENTI}$	1	
L_{PLINTO}	24,68	m	$L_{PARAMENTI}$	24,68	m
$L_{SPINTA,PLINTO}$	24,68	m	$L_{SPINTA,PLINTO}$	24,68	m
H_{PLINTO}	0,8	m	$H_{PARAMENTI}$	0,8	m
$S_{1,PLINTO}$	431,02	kN	$S_{1,PARAMENTI}$	546,26	kN
$Y_{S1,PLINTO}$	0,40	m	$Y_{S1,PARAMENTI}$	0,40	m

$S_{2,PLINTO}$	41,34	kN	$S_{2,PARAMENTI}$	52,40	kN
$Y_{S2,PLINTO}$	0,27	m	$Y_{S2,PARAMENTI}$	0,27	m

$F_{Y_{SPINTA}}$	1595,71	kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	2022,33	kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{Z_{SPINTA}}$	2643,53	kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	3350,31	kNm	
$F_{X_{terreno imbarcato}}$	2305,31	kN	$F_{X_{terreno imbarcato}}$	2305,31	kN	
$M_{Z_{terreno imbarcato}}$	-1844,25	kNm	$M_{Z_{terreno imbarcato}}$	-1844,25	kNm	
L_{SPALLA}	24,68	m	L_{SPALLA}	24,68	m	
$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	64,66	kN/m	$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	81,94	kN/m	
$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	107,11	kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	135,75	kNm/m	
$F_{X_{terreno imbarcato}/metro}$	93,41	kN/m	$F_{X_{terreno imbarcato}/metro}$	93,41	kN/m	
$M_{Z_{terreno imbarcato}/metro}$	-74,73	kNm/m	$M_{Z_{terreno imbarcato}/metro}$	-74,73	kNm/m	

$F_{Y_{SPINTA}}$	165,37	kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	209,59	kN	BASE PARAGHIAIA
$M_{Z_{SPINTA}}$	89,85	kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	113,87	kNm	
L_{SPALLA}	24,68	m	L_{SPALLA}	24,68	m	
$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	6,70	kN/m	$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	8,49	kN/m	
$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	3,64	kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	4,61	kNm/m	

$F_{Y_{SPINTA}}$	1123,34	kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	1423,68	kN	BASE PARAMENTO
$M_{Z_{SPINTA}}$	1561,43	kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	1978,89	kNm	
L_{SPALLA}	24,68	m	L_{SPALLA}	24,68	m	
$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	45,52	kN/m	$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	57,69	kN/m	
$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	63,27	kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	80,18	kNm/m	

Tabella 3-8 - Spinta delle terre a monte - Spalla di ampliamento

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO					
M1			M2		
K_0	0.426		K_0	0.511	
γ	20	kN/m ³	γ	20	kN/m ³
L_{SPALLA}	5.89	m	L_{SPALLA}	5.89	m
$H_{spingente}$	2.77	m	$H_{spingente}$	2.77	m
$H_{PARAGHIAIA}$	1.57	m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.57	m
H_{PLINTO}	1.2	m	H_{PLINTO}	1.2	m
$H_{media(spalla)}$	2.77	m	$H_{media(spalla)}$	2.77	m
$B_{terreno imbarcato}$	3.51	m	$B_{terreno imbarcato}$	3.51	m
θ	15	°	θ	15	°
	1.75				
$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	5	m	$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1.755	m

	1.98		
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	5 m	Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	1.985 m
X _{G,PALIFICATA}	2.78 m	X _{G,PALIFICATA}	2.78 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
L _{PARAGHIAIA}	5.89 m	L _{PARAGHIAIA}	5.89 m
H _{PARAGHIAIA}	1.57 m	H _{PARAGHIAIA}	1.57 m
S _{1,PARAGHIAIA}	0.00 kN	S _{1,PARAGHIAIA}	0.00 kN
	1.98		
Y _{S1,PARAGHIAIA}	5 m	Y _{S1,PARAGHIAIA}	1.985 m
	59.8		
S _{2,PARAGHIAIA}	0 kN	S _{2,PARAGHIAIA}	71.70 kN
Y _{S2,PARAGHIAIA}	1.72 m	Y _{S2,PARAGHIAIA}	1.72 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -	N _{PARAMENTI}	1 -
L _{PLINTO}	5.89 m	L _{PARAMENTI}	5.89 m
L _{SPINTA,PLINTO}	5.89 m	L _{SPINTA,PLINTO}	5.89 m
H _{PLINTO}	1.2 m	H _{PARAMENTI}	1.2 m
	91.4		
S _{1,PLINTO}	1 kN	S _{1,PARAMENTI}	109.61 kN
Y _{S1,PLINTO}	0.60 m	Y _{S1,PARAMENTI}	0.60 m
	34.9		
S _{2,PLINTO}	4 kN	S _{2,PARAMENTI}	41.89 kN
Y _{S2,PLINTO}	0.40 m	Y _{S2,PARAMENTI}	0.40 m

F _{YSPINTA}	186.15 kN	F _{YSPINTA}	223.19 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{ZSPINTA}	171.88 kNm	M _{ZSPINTA}	206.08 kNm	
F _{Xterreno imbarcato}	649.16 kN	F _{Xterreno imbarcato}	649.16 kN	
M _{Zterreno imbarcato}	-665.39 kNm	M _{Zterreno imbarcato}	-665.39 kNm	
L _{SPALLA}	5.89 m	L _{SPALLA}	5.89 m	
F _{YSPINTA/metro}	31.60 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	37.89 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	29.18 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	34.99 kNm/m	
F _{Xterreno imbarcato/metro}	110.21 kN/m	F _{Xterreno imbarcato/metro}	110.21 kN/m	
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-112.97 kNm/m	M _{Zterreno imbarcato/metro}	-112.97 kNm/m	

F _{YSPINTA}	59.80 kN	F _{YSPINTA}	71.70 kN	BASE PARAGHIAIA
M _{ZSPINTA}	31.30 kNm	M _{ZSPINTA}	37.52 kNm	
L _{SPALLA}	5.89 m	L _{SPALLA}	5.89 m	
F _{YSPINTA/metro}	10.15 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	12.17 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	5.31 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	6.37 kNm/m	

La spinta della porzione del terreno a valle è valutata come funzione della spinta a riposo.

Tabella 3-9 - Spinta delle terre a valle - Spalla esistente

SPINTA STATICA TERRENO DI VALLE SPALLE ESISTENTI				
M1		M2		
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³	
$A_{\text{terreno imbarcato VALLE}}$	3,13 m ²	$A_{\text{terreno imbarcato}}$	3,13 m ²	
$X_{G,\text{terreno imbarcato VALLE}}$	2,53 m	$X_{G,\text{terreno imbarcato VALLE}}$	2,53 m	
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	1,25 m	$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	1,25 m	
N_{PLINTO}	1 -	N_{PLINTO}	1 -	
L_{PLINTO}	24,68 m	L_{PLINTO}	24,68 m	
$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE}}$	1544,97 kN	INTRAD. FOND.	$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE}}$	1544,97 kN
$M_{Z\text{terreno imbarcato VALLE}}$	1977,56 kNm		$M_{Z\text{terreno imbarcato VALLE}}$	1977,56 kNm
L_{SPALLA}	24,68 m		L_{SPALLA}	24,68 m
$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	62,60 kN/m		$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	62,60 kN/m
$M_{Z\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	80,13 kNm/m		$M_{Z\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	80,13 kNm/m

3.1.2.3 Sovraccarico accidentale a tergo spalla

L'azione del sovraccarico accidentale a tergo spalla valutata convenzionalmente in 20.0 kN/m² è applicata con coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda che sia applicata alla spalla esistente o in ampliamento.

Si valuta anche l'effetto del carico verticale da 20 kN/m² sulla suola di monte.

Tabella 3-10 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla esistente

M1		M2	
k_a	0,271	k_a	0,343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²	Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,59 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,59 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	24,68 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	24,68 m
H_{CORREA}	0 m	H_{CORREA}	0 m
L_{CORREA}	24,68 m	L_{CORREA}	24,68 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1	$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	2,57 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	2,57 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	24,68 m	$L_{\text{PARAMENTO}}$	24,68 m

N _{PLINTO}	1	N _{PLINTO}	1
H _{PLINTO}	0,8 m	H _{PLINTO}	0,8 m
L _{PLINTO}	24,68 m	L _{PLINTO}	24,68 m
B _{TERRENO IMBARCATO}	1,12 m	B _{TERRENO IMBARCATO}	1,12 m
L _{SPALLA}	24,68 m	L _{SPALLA}	24,68 m
H _{SPALLA}	4,96 m	H _{SPALLA}	6,00 m

F _Y SOVRACC. TRAFFICO	640,85 kN	INTRAD. FOND.	F _Y SOVRACC. TRAFFICO	812,18 kN
F _X SOVRACC. TRAFFICO	552,83 kN		F _X SOVRACC. TRAFFICO	552,83 kN
F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	25,97 kN/m		F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	32,91 kN/m
M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	64,40 kNm/m		M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	81,61 kNm
F _X SOVRACC. TRAFFICO/metro	22,40 kN/m		F _X SOVRACC. TRAFFICO/metro	22,40 kN/m
M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	-15,46 kNm/m		M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	-15,46 kNm/m

F _Y SOVRACC. TRAFFICO	205,43 kN	PARAGHIAIA	F _Y SOVRACC. TRAFFICO	260,36 kN
F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	8,32 kN/m		F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	10,55 kN/m
M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	6,62 kNm/m		M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	8,39 kNm

F _Y SOVRACC. TRAFFICO	537,48 kN	PARAMENTO	F _Y SOVRACC. TRAFFICO	681,19 kN
F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	21,78 kN/m		F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	27,60 kN/m
M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	45,30 kNm/m		M _Z SOVRACC. TRAFFICO/metro	57,41 kNm

Tabella 3-11 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla di ampliamento

M1		M2	
k _a	0.271	k _a	0.343
Q _{TRAFFICO}	20 kN/m ²	Q _{TRAFFICO}	20 kN/m ²
H _{PARAGHIAIA}	1.57 m	H _{PARAGHIAIA}	1.57 m
L _{PARAGHIAIA}	5.89 m	L _{PARAGHIAIA}	5.89 m
N _{PLINTO}	1	N _{PLINTO}	1
H _{PLINTO}	1.2 m	H _{PLINTO}	1.2 m
L _{PLINTO}	5.89 m	L _{PLINTO}	5.89 m
B _{TERRENO IMBARCATO}	3.51 m	B _{TERRENO IMBARCATO}	3.51 m
L _{SPALLA}	5.89 m	L _{SPALLA}	5.89 m
H _{SPALLA}	2.77 m	H _{SPALLA}	6.00 m

F _Y SOVRACC. TRAFFICO	85.41 kN	INTRAD. FOND.	F _Y SOVRACC. TRAFFICO	108.25 kN
F _X SOVRACC. TRAFFICO	413.48 kN		F _X SOVRACC. TRAFFICO	413.48 kN
F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	14.50 kN/m		F _Y SOVRACC. TRAFFICO/metro	18.38 kN/m

$Mz_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	20.08 kNm/m		$Mz_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	25.45 kNm
$Fx_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	70.20 kN/m		$Fx_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	70.20 kN/m
$Mz_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	-71.96 kNm/m		$Mz_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	-71.96 kNm/m
$Fy_{SOVRACC. TRAFFICO}$	48.41 kN	PARAGHIAIA	$Fy_{SOVRACC. TRAFFICO}$	61.35 kN
$Fy_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	8.22 kN/m		$Fy_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	10.42 kN/m
$Mz_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	6.45 kNm/m		$Mz_{SOVRACC. TRAFFICO}/metro$	8.18 kNm

3.1.2.4 Inerzia sismica corpo spalla

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

FORZE INERZIALI SPALLA

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10 %
T_R	949 anni
a_g	0.207 g
F_0	2.536
T_c^*	0.28 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1.61
S	1.61
C_c	2.36
T_B	0.22
T_C	0.66
T_D	2.43

Tabella 3-12 – Inerzia sismica - Spalla esistente

Massa	302902,34 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$Fy_{SISMICA}$	991,88 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	1,62 m	
$Mz_{SISMICA}$	1606,85 kNm	
L_{SPALLA}	24,68 m	
$Fy_{SISMICA}/metro$	40,19 kN/m	
$Mz_{SISMICA}/metro$	65,11 kNm/m	
Massa	40001,22 kg	A
$Fy_{SISMICA}$	130,99 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0,75 m	

$M_{Z_{SISMICA}}$	98,24 kNm	
L_{SPALLA}	24,68 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	5,31 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	3,98 kNm/m	

Massa paraghiaia	40001,22 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	121387,36 kg	
$F_{Y_{SISMICA}}$	528,48 kN	
$y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	3,31 m	
$y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	1,45 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	1009,94 kNm	
L_{SPALLA}	24,68 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	21,41 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	40,92 kNm/m	

Tabella 3-13 – Inerzia sismica - Spalla di ampliamento

Massa	92282.67 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	302.19 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.74 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	223.62 kNm	
L_{SPALLA}	5.89 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	51.31 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	37.97 kNm/m	

Massa	9426.40 kg	PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	30.87 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.79 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	24.23 kNm	
L_{SPALLA}	5.89 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	5.24 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	4.11 kNm/m	

3.1.2.5 Inerzia sismica terreno imbarcato

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno sono i medesimi considerati nel capitolo precedente.

Tabella 3-14 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla esistente

Massa terreno imbarcato	234995,87 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	769,52 kN	
Y_G	2,50 m	
$M_{SISMICA}$	1923,79 kNm	
L_{SPALLA}	24,68 m	
$F_{ySISMICA}/metro$	31,18 kN/m	
$M_{zSISMICA}/metro$	77,95 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	234995,87 kg	BASE PARAMENTO
$F_{SISMICA}$	769,52 kN	
Y_G	1,70 m	
$M_{SISMICA}$	1308,18 kNm	
L_{SPALLA}	24,68 m	
$F_{ySISMICA}/metro$	31,18 kN/m	
$M_{zSISMICA}/metro$	53,01 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	32202,24 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	105,45 kN	
Y_G	0,81 m	
$M_{SISMICA}$	84,89 kNm	
L_{SPALLA}	24,68 m	
$F_{ySISMICA}/metro$	4,27 kN/m	
$M_{zSISMICA}/metro$	3,44 kNm/m	

Tabella 3-15 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla di ampliamento

Massa terreno imbarcato	66173.34 kg	INTRAD. FONDAZIONE
F _{SISMICA}	209.31 kN	
Y _G	1.99 m	
M _{SISMICA}	415.48 kNm	
L _{SPALLA}	5.89 m	
F _{Y_{SISMICA}/metro}	35.54 kN/m	
M _{Z_{SISMICA}/metro}	70.54 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	66173.34 kg	BASE PARAGHIAIA
F _{SISMICA}	209.31 kN	
Y _G	0.79 m	
M _{SISMICA}	164.31 kNm	
L _{SPALLA}	5.89 m	
F _{Y_{SISMICA}/metro}	35.54 kN/m	
M _{Z_{SISMICA}/metro}	27.90 kNm/m	

3.1.2.6 Sovrappinta sismica terreno imbarcato

L'incremento sismico della spinta delle terre è valutato come differenza tra la spinta delle terre secondo Mononobe-Okabe e la spinta attiva valutata secondo la teoria di Rankine.

Coefficiente di spinta sismico secondo Mononobe-Okabe

$$K_{a,e} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta attiva secondo Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	tg(ϕ_k)	γ_{M2}	tg(ϕ_{d2})	ϕ_{d2} [rad]	ϕ_{d2} [°]
35	0.61	0.70	1.25	0.56	0.51	29.26

Tabella 3-16 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE ESISTENTI					
M1			M2		
$H_{media(spalla)}$	4,96	m	$H_{media(spalla)}$	4,96	m
γ	20	kN/m^3	γ	20	kN/m^3
K_a	0,271		K_a	0,343	
k_h	0,334		k_h	0,334	
k_v	0,167		k_v	0,167	
θ	15,96	°	θ	15,96	°
α	90	°	α	90	°
β	0	°	β	0	°
δ	0	°	δ	0	°
$K_{a,e}$	0,465		$K_{a,e}$	0,569	
S_e	133,63	kN	S_e	163,36	kN
S_a	66,67	kN/m	S_a	84,49	kN/m
ΔS	64,68	kN/m	ΔS	76,18	kN/m
$q_{\Delta S}$	13,04	$kN/m/m$	$q_{\Delta S}$	15,36	$kN/m/m$
<u>Paraghiaia</u>			<u>Paraghiaia</u>		
$L_{PARAGHIAIA}$	24,68	m	$L_{PARAGHIAIA}$	24,68	m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,59	m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,59	m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	511,73	kN	$S_{e,PARAGHIAIA}$	602,72	kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	4,165	m	$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	4,165	m
<u>Paramento</u>			<u>Paramento</u>		
$N_{PARAMENTO}$	1		$N_{PARAMENTO}$	1	
$L_{PARAMENTO}$	24,7	m	$L_{PARAMENTO}$	24,68	m
$H_{PARAMENTO}$	2,57	m	$H_{PARAMENTO}$	2,57	m
$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	827,13	kN	$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	974,20	kN
$Y_{Se,PARAMENTO}$	2,085	m	$Y_{Se,PARAMENTO}$	2,085	m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>		
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1	
L_{PLINTO}	24,7	m	L_{PLINTO}	24,68	m
H_{PLINTO}	0,8	m	H_{PLINTO}	0,8	m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	257,47	kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	303,25	kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0,4	m	$Y_{Se,PLINTO}$	0,4	m

$F_{y\Delta Se}$	1596,33 kN	INTRAD. FONDAZ.	$F_{y\Delta Se}$	1880,18 kN
$M_{z\Delta Se}$	3958,90 kNm		$M_{z\Delta Se}$	4662,84 kNm
L_{SPALLA}	24,68 m		L_{SPALLA}	24,68 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	64,68 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	76,18 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	160,41 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	188,93 kNm/m

$F_{y\Delta Se}$	511,73 kN	PARAGHIAIA	$F_{y\Delta Se}$	602,72 kN
$M_{z\Delta Se}$	411,94 kNm		$M_{z\Delta Se}$	485,19 kNm
L_{SPALLA}	24,68 m		L_{SPALLA}	24,68 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	20,73 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	24,42 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	16,69 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	19,66 kNm/m

$F_{y\Delta Se}$	1338,86 kN	PARAMENTO	$F_{y\Delta Se}$	1576,92 kN
$M_{z\Delta Se}$	2784,83 kNm		$M_{z\Delta Se}$	3280,00 kNm
L_{SPALLA}	24,68 m		L_{SPALLA}	24,68 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	54,25 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	63,89 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	112,84 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	132,90 kNm/m

Tabella 3-17 - Sovrappinta sismica - Spalla di ampliamento

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO			
M1		M2	
$H_{media(spalla)}$	2.77 m	$H_{media(spalla)}$	2.77 m
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
K_a	0.271	K_a	0.343
k_h	0.334	k_h	0.334
k_v	0.167	k_v	0.167
θ	15.96 °	θ	15.96 °
α	90 °	α	90 °
β	0 °	β	0 °
δ	0 °	δ	0 °
$K_{a,e}$	0.465	$K_{a,e}$	0.569
S_e	41.68 kN	S_e	50.95 kN
S_a	20.79 kN/m	S_a	26.35 kN/m
ΔS	20.17 kN/m	ΔS	23.76 kN/m
$q_{\Delta S}$	7.28 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	8.58 kN/m/m

<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	5.89 m	$L_{PARAGHIAIA}$	5.89 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1.57 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.57 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	67.35 kN	$S_{e,PARAGHIAIA}$	79.32 kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	1.985 m	$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	1.985 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1 -	N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	5.9 m	L_{PLINTO}	5.89 m
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	51.47 kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	60.63 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0.6 m	$Y_{Se,PLINTO}$	0.6 m

$Fy_{\Delta Se}$	118.82 kN	INTRAD. FONDAZ.	$Fy_{\Delta Se}$	139.95 kN
$Mz_{\Delta Se}$	164.57 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	193.83 kNm
L_{SPALLA}	5.89 m		L_{SPALLA}	5.89 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	20.17 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	23.76 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	27.94 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	32.91 kNm/m
$Fy_{\Delta Se}$	67.35 kN	PARAGHIAIA	$Fy_{\Delta Se}$	79.32 kN
$Mz_{\Delta Se}$	52.87 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	62.27 kNm
L_{SPALLA}	5.89 m		L_{SPALLA}	5.89 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	11.43 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	13.47 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	8.98 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	10.57 kNm/m

Cautelativamente non si valuta una sovrappinta sismica di valle.

Le inerzie sismiche del corpo spalla e del terreno portato a monte sono valutate come:

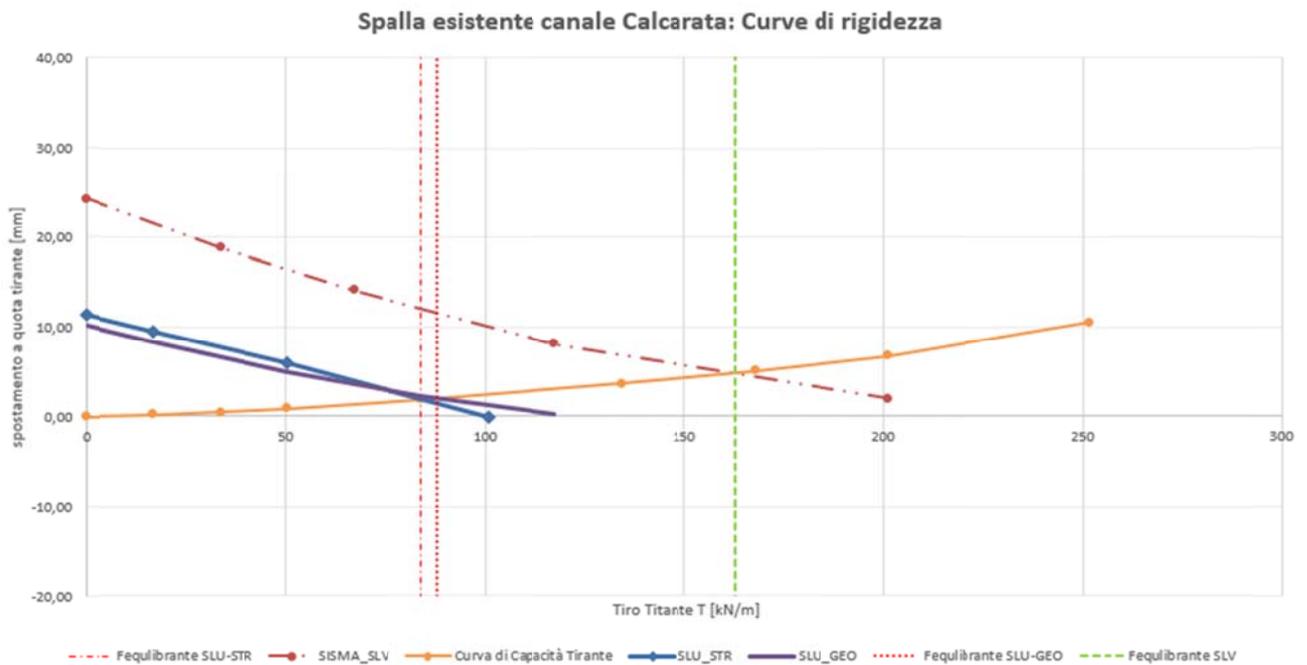
$$Fh_INERZIA = massa [kg] \times ag [m/s^2] \times S [-]$$

3.1.2.7 Azione equilibrante dei tiranti a tergo spalla esistente

L'azione dei tiranti a tergo spalla esistente è valutata sulla base delle curve caratteristiche del corpo spalla e del sistema di tiranti a monte.

Per il corpo spalla e per il sistema di tiranti, tali curve di capacità diagrammano rispettivamente lo spostamento orizzontale in sommità a paramento e lo spostamento in testa ai pali con il carico assiale applicato.

Il punto di incrocio delle due curve indica l'equilibrio dei due sistemi, ovvero il tiro nel dispositivo a tergo spalla esistente per una data combinazioni di carico.



In base a quanto appena esposto, dopo aver analizzato la spalla senza l'azione del tirante a monte, si ricavano i seguenti valori di carico del tirante che vanno distribuiti sulla loro larghezza di competenza.

$N_{SLU} = 500.64 \text{ kN} / 5.96 \text{ m} = \dots\dots\dots 84 \text{ kN/m}$

$N_{SISMICO} = 971.48 \text{ kN} / 5.96 \text{ m} = \dots\dots\dots 163 \text{ kN/m}$

$N_{GEO} = 524.48 \text{ kN} / 5.96 \text{ m} = \dots\dots\dots 88 \text{ kN/m}$

3.2 Pile

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della pila.

Si sottolinea come tutti i contributi siano stati impostati in modo da massimizzare/minimizzare le azioni verticali, le azioni orizzontali longitudinali ed i momenti ribaltanti sul piano longitudinale.

3.2.1 Contributi di impalcato

Analogamente a quanto visto per le spalle, il procedimento di calcolo è il medesimo: la sezione trasversale dell'impalcato è la stessa sulle tre campate dell'impalcato, cambia solo la luce di calcolo.

Si riportano in seguito sinteticamente i calcoli analoghi effettuati per l'impalcato della campata centrale

3.2.1.1 Pesì propri e permanenti portati Gk1 e Gk2 (Fasi 1 e 2a)

Tabella 3-18 - Pesì propri e permanenti portati (Fasi 1 e 2a)

PESI PROPRI	γ [kN/m ³]	N.	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]
Travi esistenti	25	5	0.333	19.94		8.325	0	8.325	830.00
Traversi esistenti	25	4	0.234	9.6		5.85	0	5.85	224.64
Soletta esistente	25		2.38	19.94		59.5	0	59.50	1186.43
									2241.07 kN
Travi nuove	25	2	0.654	19.92		16.35	0	16.35	651.38
Traversi nuovi	25	2	0.213	2.4		5.325	0	5.33	25.56
Soletta nuova	25		1.51	19.94		37.70	0	37.70	751.74
									1428.68 kN
									3669.75 kN

PESI PERMANENTI PORTATI	γ [kN/m ³]	N.	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]
Cordoli laterali	25	2	0.11	19.94		2.75	0	2.75	109.67
Cordoli centrali	25	2	0.189	19.94		4.725	0	4.725	188.43
Veletta	25	2	0	19.94		0	0	0	0.00
Pavimentazione (20cm)				19.94	4.4	65.78	0	65.78	1311.65
Barriera + Rete				19.94		2	0	2	39.88
FOA / Maschera Laterale				19.94		1	0	1	19.94
Newjersey				19.94		6.2	0	6.2	123.63
									1793.20 kN

PESI PROPRI + PERMANENTI PORTATI									5462.96 kN
---	--	--	--	--	--	--	--	--	-------------------

Essendo l'afferenza della pila pari a 19.94, si considera 546300kg la massa dell'impalcato gravante sulla sottostruttura in esame.

3.2.1.2 Variazioni termiche Tk (Fase 3a)

Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (EN 1991-1-5+N.A.D.):

Tmin	-15	°C
Tmax	+45	°C

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 3 (ponti in calcestruzzo). L'analisi vale sia per la parte di impalcato esistente che per quello in ampliamento.

Te,min	-7 °C
Te,max	+47 °C

Fissando la temperatura iniziale T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\begin{aligned} \Delta T_{N,comp} & \dots\dots\dots -22.0 \text{ °C} \\ \Delta T_{N,exp} & \dots\dots\dots +32.0 \text{ °C} \end{aligned}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N \dots\dots\dots 54.0 \text{ °C}$$

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono:

$$\begin{aligned} \epsilon_{contr} = \Delta T_{N,comp} \times \alpha & = \dots\dots\dots -2.20 \times 10^{-4} - \\ \epsilon_{exp} = \Delta T_{N,exp} \times \alpha & = \dots\dots\dots +3.20 \times 10^{-4} - \end{aligned}$$

a cui corrispondono le seguenti deformazioni termiche nette:

$$\begin{aligned} \Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} = 0.000011 \times -22 \times 60 & = \dots\dots\dots -14.52 \text{ mm} \\ \Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} = 0.000011 \times -32 \times 60 & = \dots\dots\dots +21.12 \text{ mm} \end{aligned}$$

Su ogni spalla si avranno = 7.26mm in contrazione e 10.56 in dilatazione

3.2.1.3 Carichi mobili Q_k (Fase 3b)

Per l'impalcato si ottiene quanto esposto in Tabella 3-19.

Tabella 3-19 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	corsia 3	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	3.00	3.00	5.95	14.95
N. assi Tandem	2	2	2		
Q_{jk} [kN]	300	200	100		1200
Q_{jk} [kN/m]	9	2.5	2.5	2.5	56.875

3.2.1.4 Azioni di accelerazione/frenatura Q_{lk} (Fase 3b)

$$Q_{lk} = 180 \text{ kN} < 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$\begin{aligned} Q_{1k} & \dots\dots\dots 300 \text{ kN} \\ q_{1k} & \dots\dots\dots 9.00 \text{ kN/m}^2 \\ w_1 & \dots\dots\dots 3.00 \text{ m} \\ L & \dots\dots\dots 19.4 \text{ m} \end{aligned}$$

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 413 \text{ kN}$$

3.2.1.5 Inerzia sismica Ed

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

Probabilità di superamento	10%	
Tempo di ritorno	949	anni
ag	0.211	g
Fo	2.52	
Tc*	0.283	s
Suolo	D	
ST	1	
Ss	1.60242	
S	1.60242	
Cc	2.349724	
Tc	0.664972	s
TB	0.221657	s
TD	1.686035	s
TE	6	s
TF	10	s

Come anticipato, l'azione sismica trasmessa è calcolata come il 100% della massa afferente per l'accelerazione di picco al suolo

Massa afferente alla pila	650000	kg
Percentuale di azione sismica trasferita dall'impalcato	100	%
Accelerazione spettrale	0.8358	g
Forza sismica	5433	kN

3.2.2 Contributi del corpo pila

3.2.2.1 Pesì propri Gk1

Il peso del corpo pila in c.a. è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25.0 kN/m³ sulla base della geometria di calcolo.

Si indicano anche i parametri necessari per la determinazione della rigidezza del sistema.

Pulvino		
A trasv	2.59	cm ²
L tot	16	m
Massa	1036	kN
Pila Esist.		
Diametro	900	mm
Massa	15.90	kN/m

Palo Esist.		
Diametro	1000	mm
Massa	19.63	kN/m
Pila Nuova		
Diametro	1200	mm
Massa	28.26	kN/m

3.2.2.2 Azioni sismiche Ed - Analisi push-over

La verifica sismica della pila viene effettuata mediante un'analisi di push-over, effettuata esclusivamente per la direzione longitudinale.

È impiegato il software di calcolo LPile – rel. 6.37 per la determinazione della curva di PUSH-OVER globali nella direzione longitudinale.

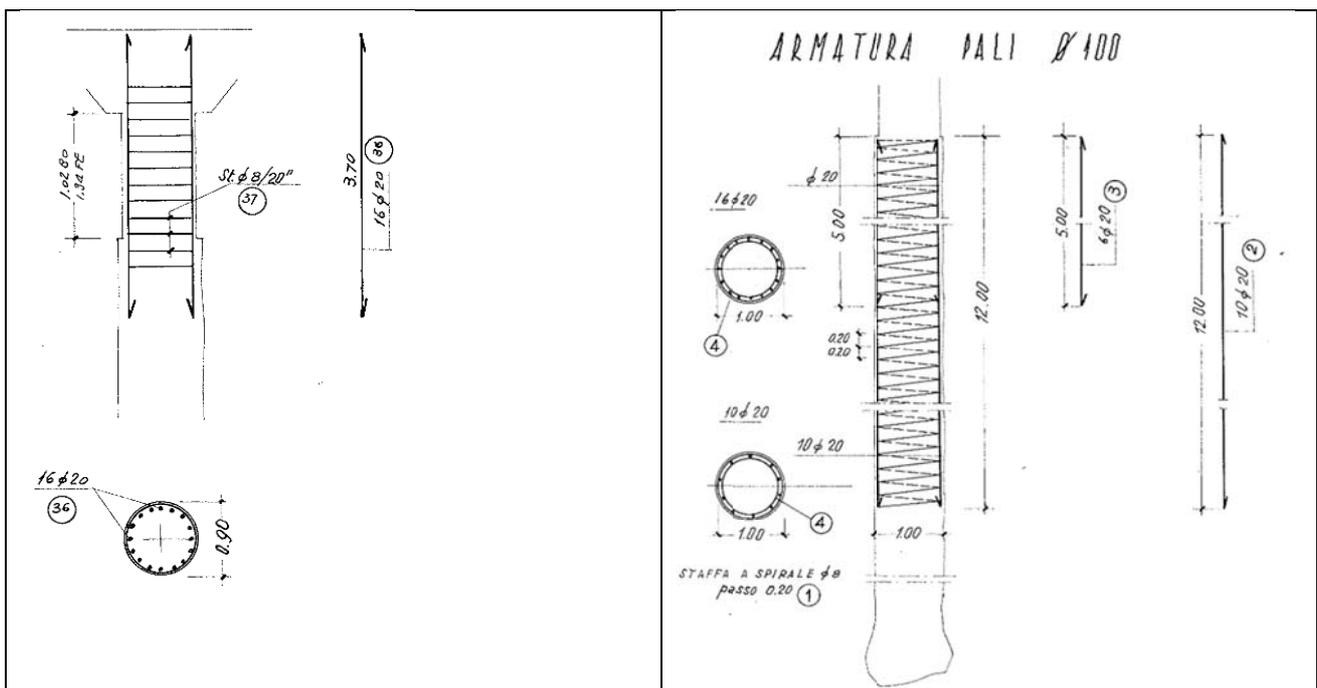
Lo studio dell'azione sismica è condotto per la singola pila circolare. Si determinano quindi i diagrammi momento-curvatura della sezione del fusto pila. Preventivamente deve essere determinato il carico assiale agenti sulle sezioni.

Dall'analisi dei carichi si hanno 5463 kN afferenti alla pila, su metà carreggiata. Si esegue l'analisi sul singolo fusto, pertanto essendo la testa della pila vincolata rigidamente dal pulvino si assume come massa sismica afferente $5463/5=1093\text{kN}$ essendo la pila allargata composta da 5 fusti. La massa determinata sarà quella associata al sistema dell'oscillatore equivalente per la bilinearizzazione della curva di push-over.

La curva di push-over che si determinerà, sarà definita fino al limite di collasso della sezione ovvero al punto in cui si ha il cedimento lato calcestruzzo o lato acciaio. Tale condizione permetterà, al suo raggiungimento nell'analisi globale, di determinare il punto limite di validità della curva di capacità globale della struttura.

Diagrammi momento-curvatura delle sezioni

In prima istanza si sono determinati i diagrammi momento-curvatura delle diverse sezioni della pila esistente.



Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 45 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1093 [kN]
 M_{xEd}: 0 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

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

Materiali

AQ60 C28/35

ϵ_{su} : 40 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 269.5 N/mm² ϵ_{cu} : 5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 15.89
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -15.89 N/mm²
 σ_s : 269.5 N/mm²
 ϵ_c : 5 ‰
 ϵ_s : 13.93 ‰
 d: 85 cm
 \times : 22.45 \times/d : 0.2641
 δ : 0.7702

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

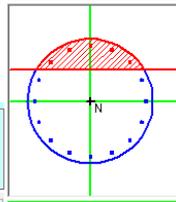
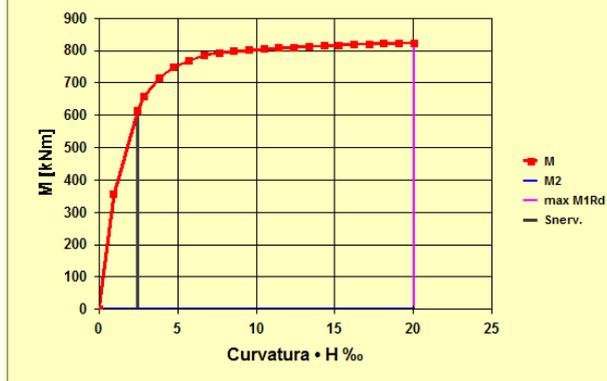
S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

(H=altezza totale sezione = 900 mm)

N_{Ed}: 1093 kN n° punti: 20 Ricalcola max M1Rd: 822 kNm Valori
 L₀: 0 cm e₂: 0 mm Duttilità

Sezione 1 – Pila Φ 90cm –

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1093 [kN]
 M_{xEd}: 0 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

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

Materiali

AQ60 C28/35

ϵ_{su} : 40 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 269.5 N/mm² ϵ_{cu} : 5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 15.89
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -15.89 N/mm²
 σ_s : 269.5 N/mm²
 ϵ_c : 5 ‰
 ϵ_s : 15.49 ‰
 d: 92 cm
 \times : 22.45 \times/d : 0.2441
 δ : 0.7451

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

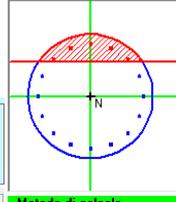
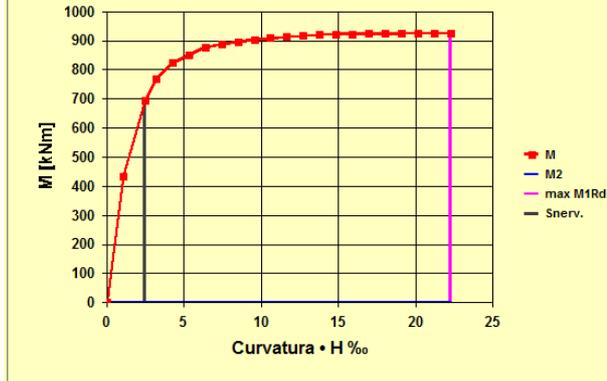
S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

(H=altezza totale sezione = 1000 mm)

N_{Ed}: 1093 kN n° punti: 20 Ricalcola max M1Rd: 925 kNm Valori
 L₀: 0 cm e₂: 0 mm Duttilità

Sezione 2 – Palo fino a 5m Φ 100cm –

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 10
 Diametro barre: 2 [cm]
 Copriferro (baric.): 8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1093 [kN]
 M_{xEd}: 0 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

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

Materiali

AQ60 C28/35

ϵ_{su} : 40 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 269.5 N/mm² ϵ_{cu} : 5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 15.89
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -15.89 N/mm²
 σ_s : 269.5 N/mm²
 ϵ_c : 5 ‰
 ϵ_s : 17.76 ‰
 d: 92 cm
 \times : 20.21 \times/d : 0.2197
 δ : 0.7147

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

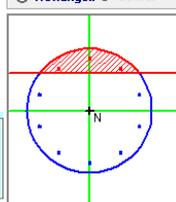
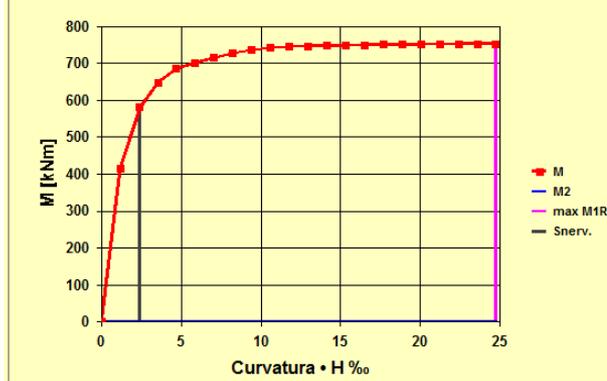
S.L.U. + S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

(H=altezza totale sezione = 1000 mm)

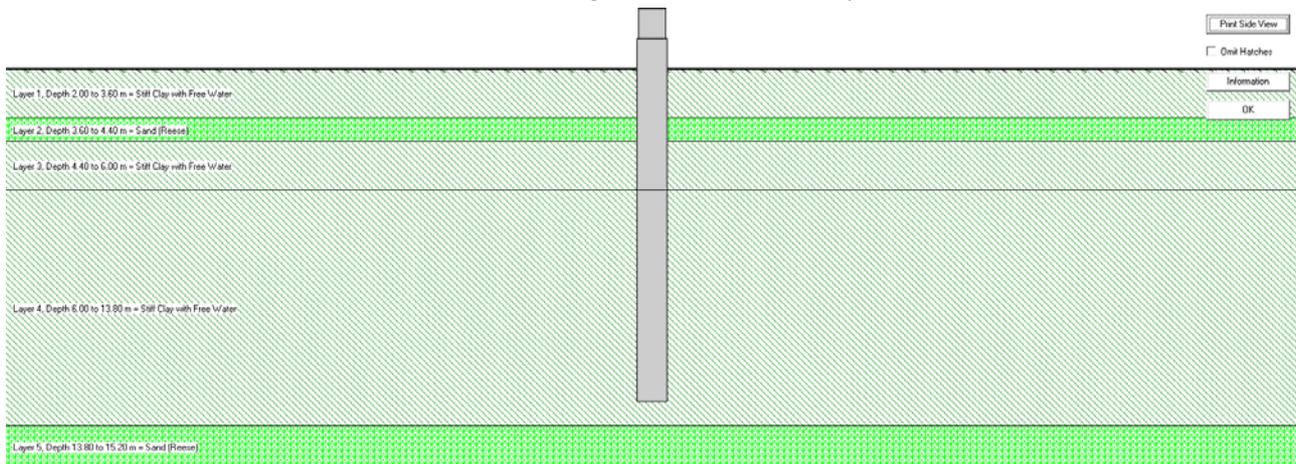
N_{Ed}: 1093 kN n° punti: 20 Ricalcola max M1Rd: 753 kNm Valori
 L₀: 0 cm e₂: 0 mm Duttilità

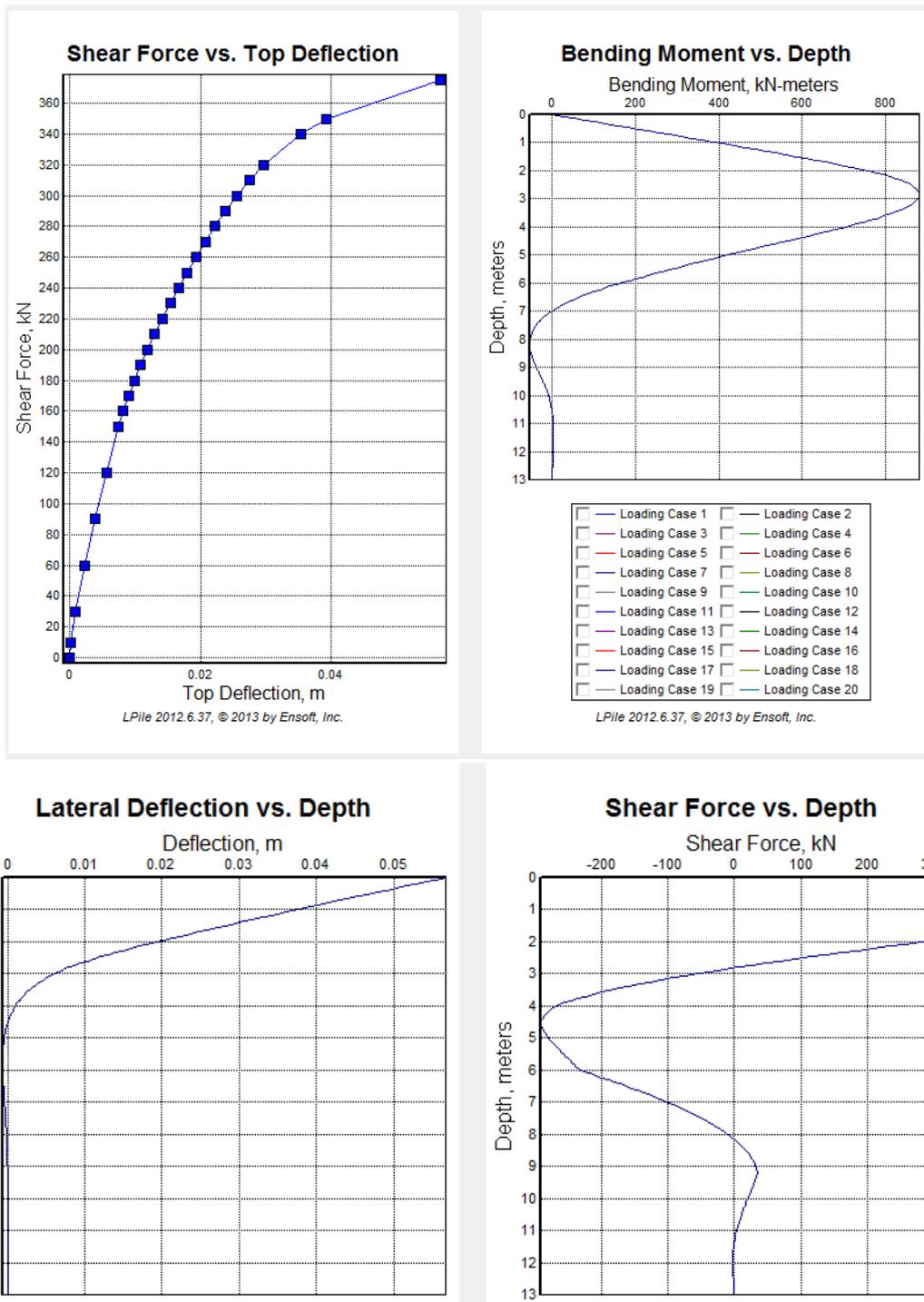
Sezione 2 – Palo fino da 5m a 12m Φ 100cm –

I parametri del terreno implementati sono conformi alla relazione geotecnica di calcolo di seguito riportati.

Profondità (Q.A. p.c.: 8.57 m slm)	Unità (-)	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	G_0 (MPa)	E_{25} (MPa)	M (MPa)
0-1.60	1	1.80	-	-	19	-	22-25	5	50	-	-	6.0
1.60-2.40	1a	1.80	7	-	19	55	35	0	-	-	6	
2.40-3.00	1	1.80	9	-	19	-	22-25	0	20-50	-	-	2.4-6.0
3.00-3.70	1a	1.80	-	-	19	55	35	0		-	7	
3.70-10.80	1	1.80	7-19	-	19.5	-	22-25	5	(20÷70)- (20÷130)	-	-	(2.4÷8.4)- (2.4÷15.6)
10.80-12.20	1a	1.80	12	-	19	40-55	34-36	0		-	10-15	-
12.20 - 15.50	1	1.80	12	-	19.5	-	23	10	50-80	-	-	6.0-9.6

La pila risulta interamente coperta da terreno riportato per formare l'argine. A favore di sicurezza si è considerato solo un metro di tale terreno con angolo d'attrito interno pari a 23°





Si osserva che la ceniera palstica si trova a quota 3.5m dalla sommità quindi ad un metro dalla testa del palo. Per le verifiche di capacità-domanda, si rimanda ai capitolo 6.

4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/.NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Con riferimento alle ipotesi semplificative effettuate ai punti precedenti, a seconda dell'elemento studiato si alterneranno come dominanti (se presenti) le seguenti azioni variabili:

- carichi mobili Q_k (Gruppo 1)
- carichi mobili Q_k (Gruppo 2a)
- variazioni termiche T_k

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

In dettaglio:

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante (Gr. 1)

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k$$

S.L.U. - Q_k dominante (Gr. 2a)

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} [(0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + Q_{k,gr2a}] + \gamma_{q,2} 0.6 T_k$$

S.L.U. - T_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,2} T_k + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{sett.}$	0.00 ÷ 1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	0.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.20	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. - STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{sett.}$	0 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.15 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.0 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.E. – Caratteristica (Rara)

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + Q_{k,gr1} + 0.6 T_k$$

S.L.E. fond. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + T_k + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

S.L.E. - Frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.5 T_k$$

S.L.E. freq. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.6 T_k$$

S.L.E. - Quasi Permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k$$

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la seguente combinazione:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

, E_d : sollecitazione sismica.

Per le analisi delle sottostrutture tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dai fogli di calcolo in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni volute.

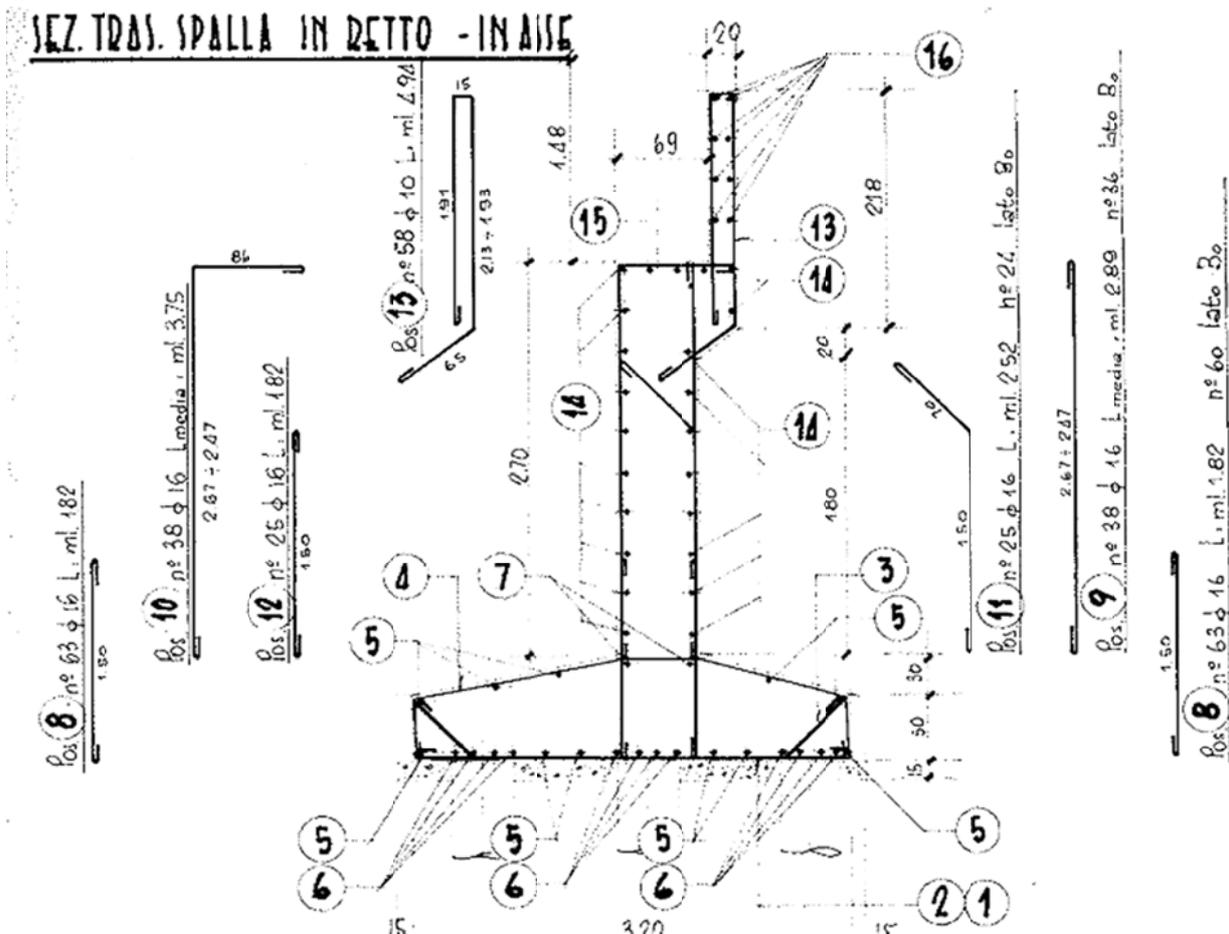
5 Verifica spalla esistente

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

5.1 Paramento

Sezione di verifica alla base 1.00 m x 0.62 m

Armatura longitudinale 5 Ø16



5.1.1 Sollecitazioni

COMBO SLU-STR					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
418,83	37,51	-66,14	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
213,19	39,11	-126,38	-	-	-

5.1.2 Verifica a pressoflessione

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	62

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	3
2	10,05	59

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	196 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}	0,98 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 61,26 ‰
 d 59 cm
 x 3,189 x/d 0,05405
 δ 0,7

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

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

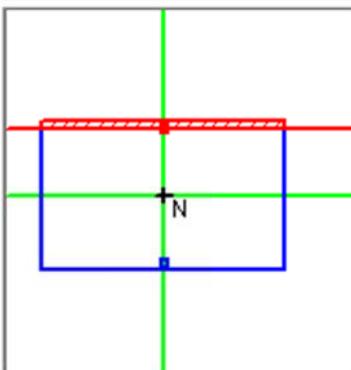
Tipo flessione
 Retta Deviata

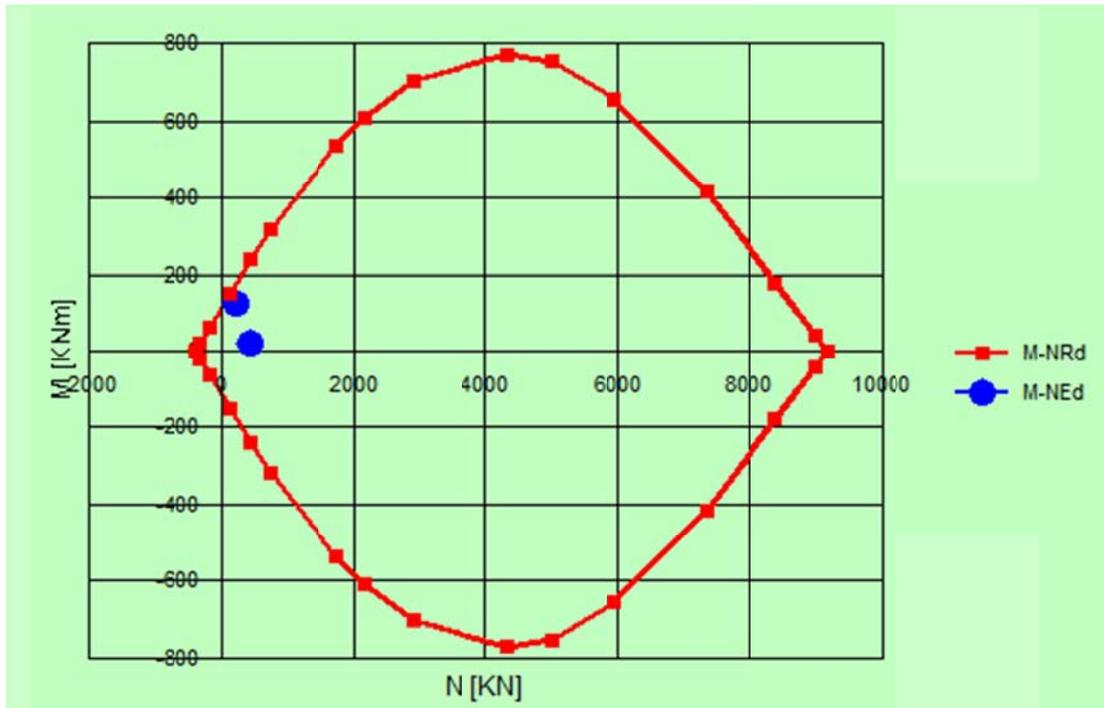
N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o cm **Col. modello**

Precompresso





Verifica soddisfatta.

5.1.3 Verifica a taglio

T_{sdu}	39	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	213	kN
R_{ck}	30	N/mm^2
f_{ck}	25	N/mm^2
γ_c	1,5	
f_{yk}	225,4	N/mm^2
b_w	100	cm
d	62	cm
r_{\perp}	1,000	m
A_{sl}	10,05	cm^2
c	3	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,8	gradi
A_{sw}	0	cm^2
passo staffe	0	cm

f_{cd}	16,667	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	196,000	N/mm ²
ρ	0,0016	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	216,508	kN

Verifica soddisfatta.

5.2 Paraghiaia (non rinforzato)

Per il paraghiaia esistente le armature sono:

Sezione di verifica alla base (1.00 m) x 0.20 m

Armatura longitudinale 5Ø10

Alle armature esistenti si aggiungono degli inghisaggi con barre ad aderenza migliorata del tipo Ø20/25.

5.2.1 Sollecitazioni

COMBO SLU-STR					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
21,47	20,28	13,85	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
15,90	37,02	27,75	-	-	-

5.2.2 Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N*	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	3
2	3,93	17
3	12,57	8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} **16** kN
M_{xEd} **28** kNm
M_{yEd} **0**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

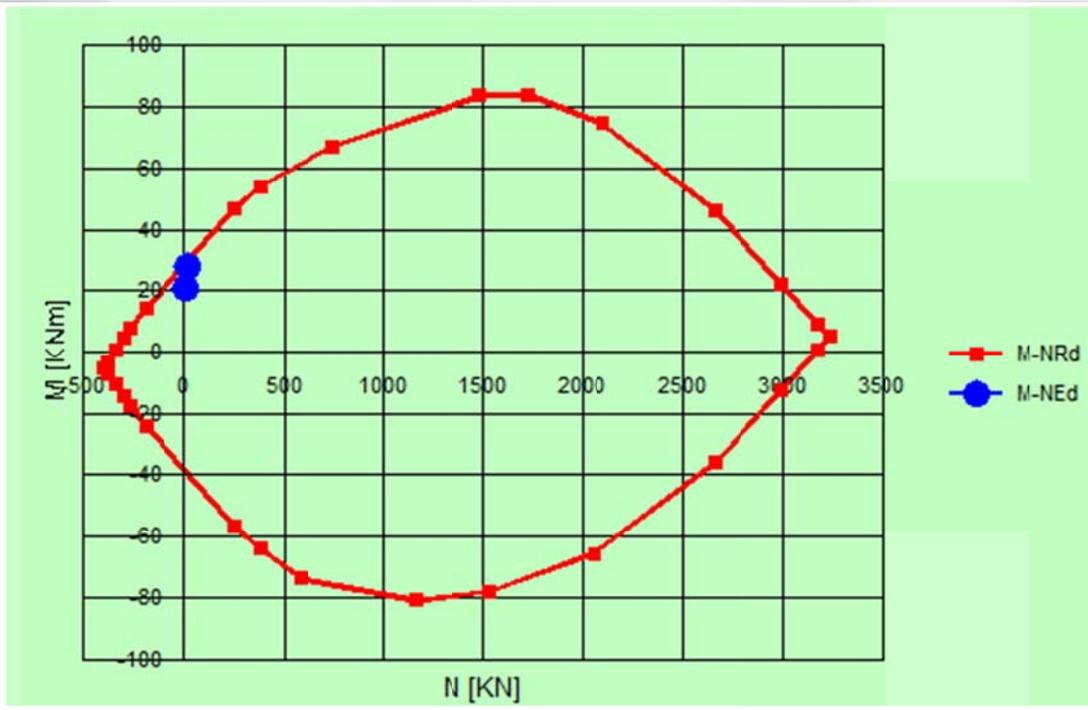
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 acciaio spalla
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso



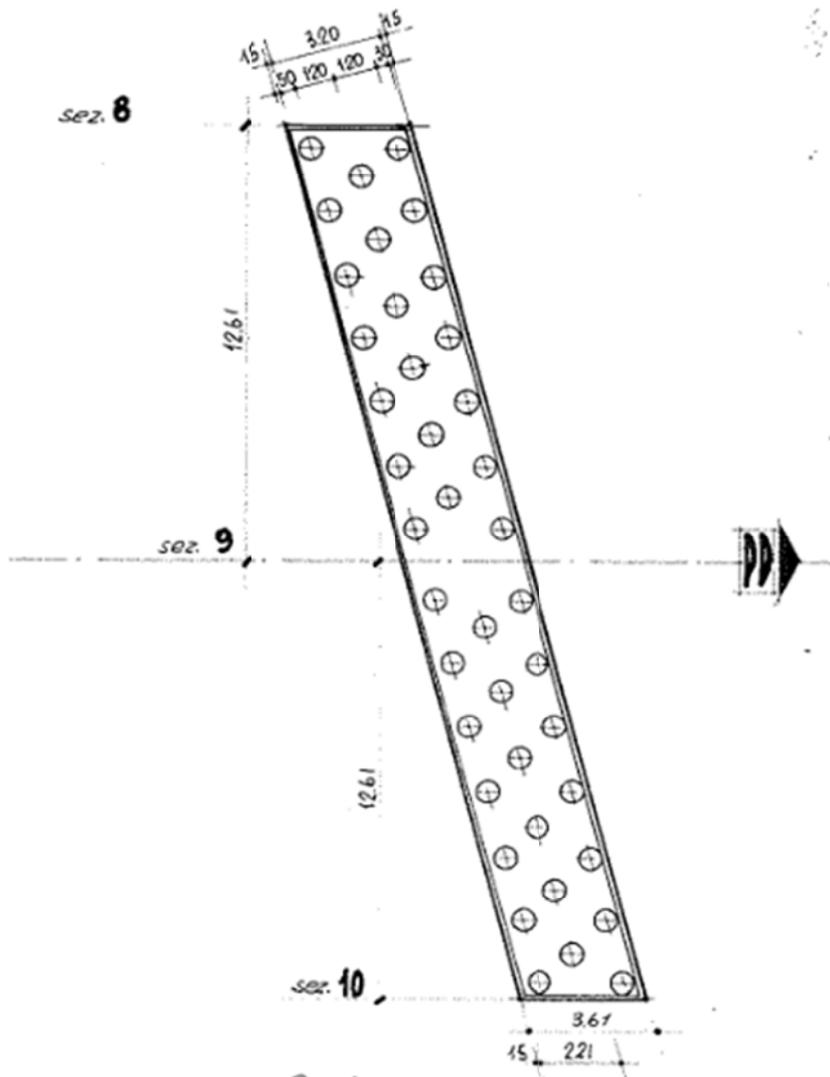
Verifica soddisfatta.

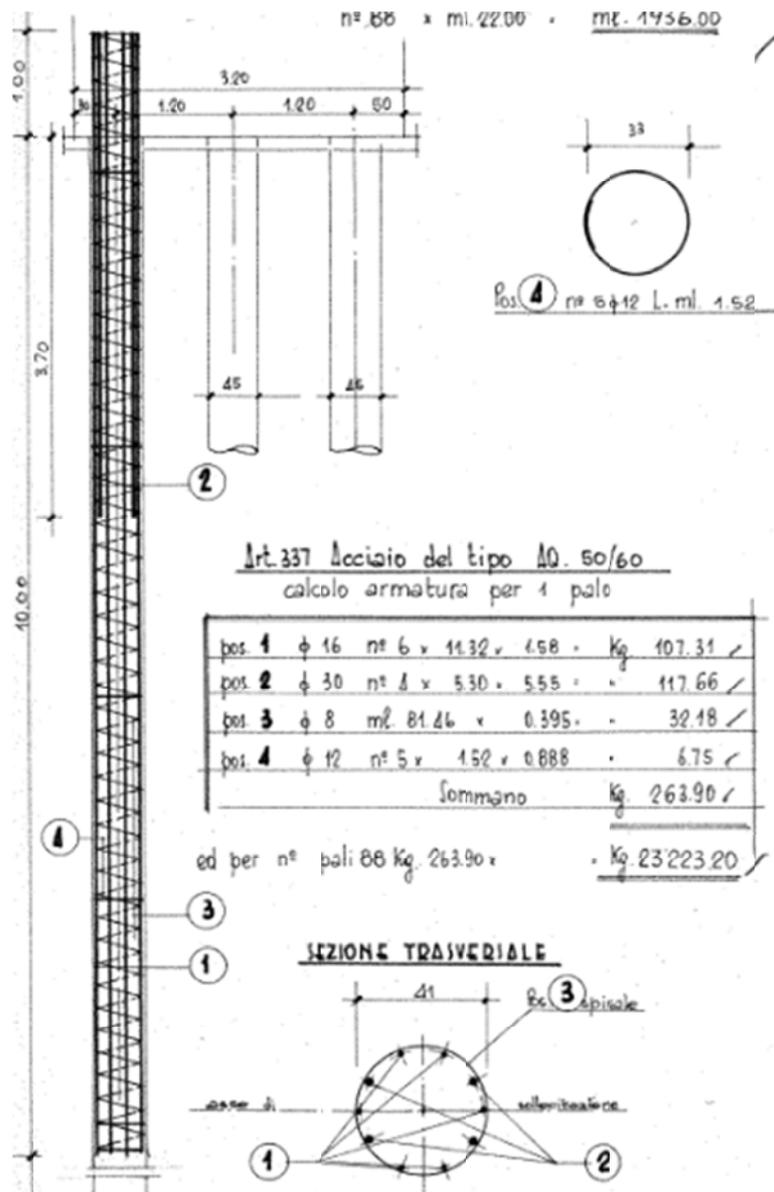
5.2.3 Verifica a taglio

T	37	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	15,9	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	225,4	N/mm ²
bw	100	cm
d	20	cm
r_{-}	1,400	m
Asl	3,93	cm ²
c	3	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,8	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	16,667	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	196,000	N/mm ²
ρ	0,0020	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	83,675	kN

Verifica soddisfatta.

5.3 Pali spalla esistente





- Øest 45 cm
- As,long 6Ø16+4 Ø30
- As,trasv Ø8/25

5.3.1 Sollecitazioni

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni ad intradosso fondazione:

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5071,3	1042,48	1384,4	-	-	-

COMBO SLU STR					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
878,6	822,5	1565,5	-	-	-

COMBO SLU GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
6708,8	690,2	1065	-	-	-

Nelle seguenti tabelle sono presenti le terne di sollecitazioni sul singolo palo, calcolate con il software GROUP:

COMBO SLV			
Nmin [kN]	Nmax [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Verticale	Long	Long
115	401	52.1	62.8

COMBO SLU-STR			
Nmin [kN]	Nmax [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Verticale	Long	Long
321	568	41	44

COMBO SLU-GEO			
Nmin [kN]	Nmax [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Verticale	Long	Long
246	422	35	36

5.3.2 Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 22,5 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 10
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 115 0 kN
 M_{xEd}: 62,8 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Late calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Materiali
 Acciaio pali C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 269,56 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,348 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 204 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 269,6 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 6,82 ‰
 d: 42 cm
 x: 14,24 x/d: 0,3391
 δ: 0,8639

Precompresso

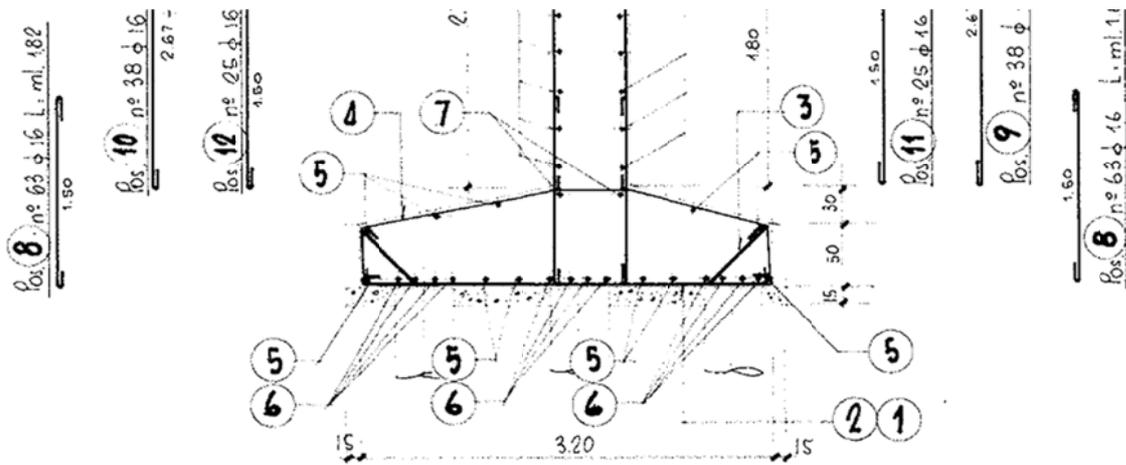
Verifica soddisfatta.

5.3.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	52,1	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	115	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	310	N/mm ²
Φ	45	cm
bw	40,50	cm
he	27,68	cm
d	24,68	cm
Asl	31,67	cm ²
c	3,00	cm
α	84	gradi
α	1,47	rad
θ	7,60	gradi
$ctg\theta$	7,49	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
Asw	0,5	cm ²
passo staffe	25	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	269,565	N/mm ²
σ_{cp}	1,0405	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	93,294	kN

Verifica soddisfatta.

5.4 Piede di fondazione



Superficie di verifica 1.94 m x 0.8 m
 As,long sup 10Ø12
 As,long inf 8Ø24+ 6 Ø12

5.4.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni agenti sul piede della spalla sono funzione delle azioni trasmesse dei pali di fondazione alla suola in C.A.

La seguente tabella mostra le sollecitazioni calcolate sul piede di fondazione considerando un comportamento trasversale a mensola con sbalzo con la luce maggiore:

COMBO SLU-STR		
N[kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
Verticale	Long	Long
0	321	333.8

COMBO SLV		
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]
Verticale	Long	Long
0	115	119.6

5.4.2 Verifica a flessione

Si considera come sezione di verifica una sezione avente come altezza l'altezza del piede di fondazione e come base l'interasse tra i pali di fondazione.

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	194	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11,31	3
2	42,98	77

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Fletta Deviata

Materiali
 acciaio spalla
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xrd} **kN m**
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

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

Tipo flessione
 Fletta Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o **cm** **Col. modello**
 Precompresso

Verifica soddisfatta.

5.4.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	321	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,3	
f_{yk}	225,4	N/mm ²
bw	194	cm
d	77,00	cm
Asl	42,98	cm ²
c	3,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	45,00	gradi
$ctg\theta$	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	16,346	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	196,000	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	602,747	kN

Verifica soddisfatta.

5.5 Tirante a tergo spalla

Nel tirante a tergo spalla si mobilita una trazione funzione dello stato di sollecitazione della spalla:

- tiro di congruenza per la combinazione statica (SLU): 500 kN per cavalletto

- tiro di congruenza per la combinazione sismica (SLV): 971 kN per cavalletto

Resistenza assiale a trazione del tirante:

$$N_{t,Rd} = A_s \times f_{yd} = 3 \times 3\Phi 26 \times 196 \text{ MPa} = 3186 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 1246.6 \text{ kN}$$

5.6 Spalla nel piano trasversale

A causa della presenza dei tiranti a tergo, la spalla esistente subisce delle sollecitazioni nel piano orizzontale di "spanciamento".

La resistenza della spalla nel piano trasversale viene demandata ad un cordolo in C.A. realizzato anteriormente alla spalla.

Le sollecitazioni di verifica si determinano con un metodo semplificato il quale prevede l'applicazione alla trave equivalente (semispalla sul piano orizzontale) di un carico uniformemente distribuito che generi una reazione pari all'azione di trazione massima nel tirante (v. Figura 5-1).

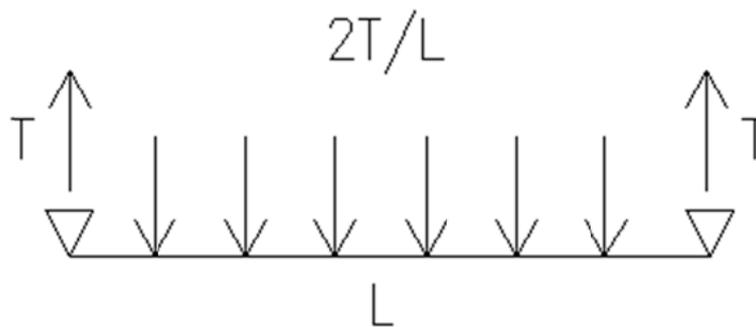


Figura 5-1 - Schema statico della trave equivalente alla spalla sul piano orizzontale

Lo schema statico della trave equivalente tiene conto della mutua distanza tra i tiranti.

L'azione di trazione massima nel tirante vale:

$$T_{SLV} = 971,48 \text{ kN}$$

Applicando un carico q distribuito sulla trave pari a:

$$q = T / L_{\text{influenza}} = 163 \text{ kN/m}$$

in cui $L_{\text{influenza}} = 5.96 \text{ m}$ è la larghezza di influenza del tirante.

si ottiene un momento sollecitante pari a:

$$M = q \times L^2 / 8 = 1762.23 \text{ kN m}$$

In cui L è la luce tra i tiranti.

La sezione resistente della spalla nel piano trasversale risulta essere formata sia dal cordolo di nuova realizzazione che dalla porzione di spalla esistente adiacente allo stesso. Il cordolo, avente sezione $15 \times 80 \text{ cm}$, verrà armato con barre longitudinali $10\Phi 26$. Inoltre, verranno realizzati inghisaggi $\Phi 20/40$ su due file.

5.6.1 Verifica a flessione

Per la seguente verifica si considera la resistenza a compressione del calcestruzzo esistente e a favore di sicurezza la resistenza a trazione delle sole barre di armatura longitudinale del cordolo di nuova realizzazione. Pertanto, la sezione di verifica avrà dimensioni 80x107cm.

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	107

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	104

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	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/mm²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M $\times d$ kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

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

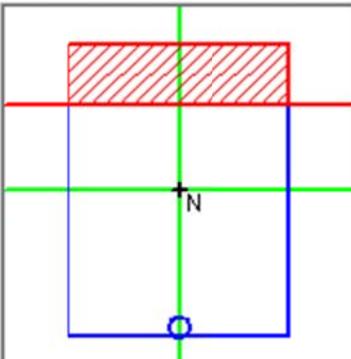
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o cm **Col. modello**

Precompresso



Verifica soddisfatta.

5.6.2 Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considera la sezione resistente formata dal solo cordolo.

V_{sdu}	972	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	80	cm
d	104,00	cm
Asl	53,9	cm ²
c	3,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	19,22	gradi
$ctg\theta$	2,87	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
Asw	6,28	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	363,378	kN
$V_{Rd,min}$	251,211	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000889	
$s_{i,max}$	60,00	cm
$A_{sw,min}$	4,267	cm ² / $s_{i,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	1649,029	kN
V_{Rsd}	1649,029	kN
V_{Rd}	1649,029	kN

Verifica soddisfatta.

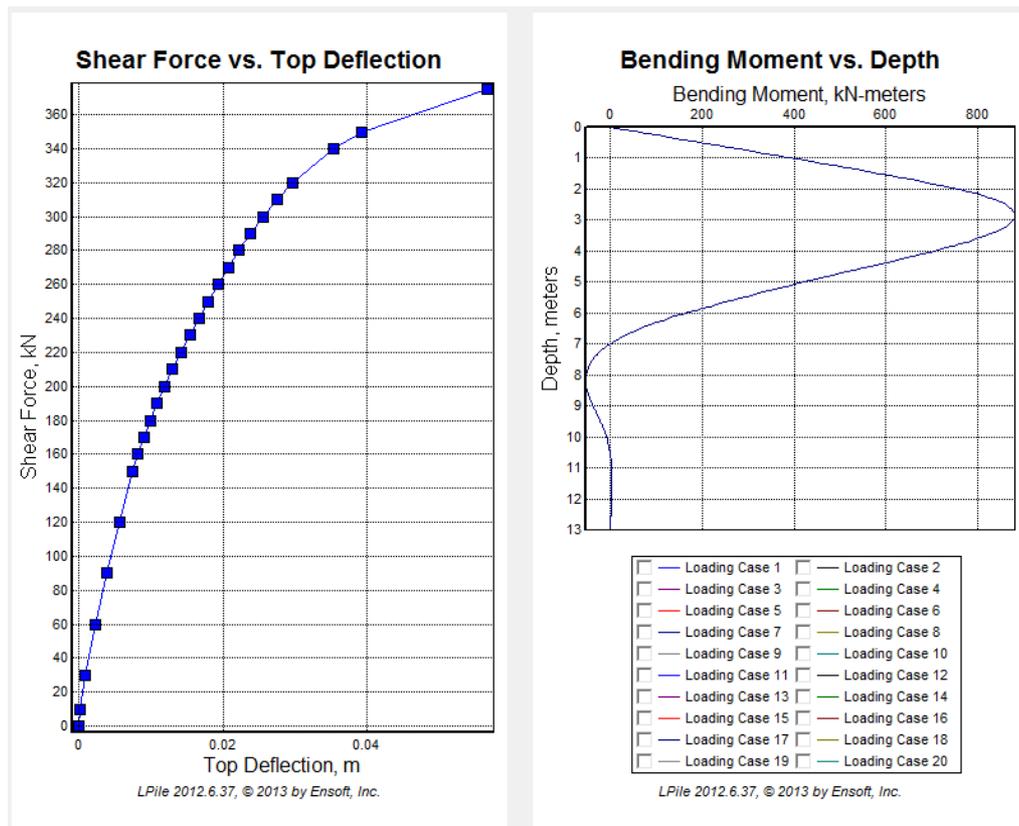
6 Verifica pila

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate per gli elementi caratterizzanti le pile.

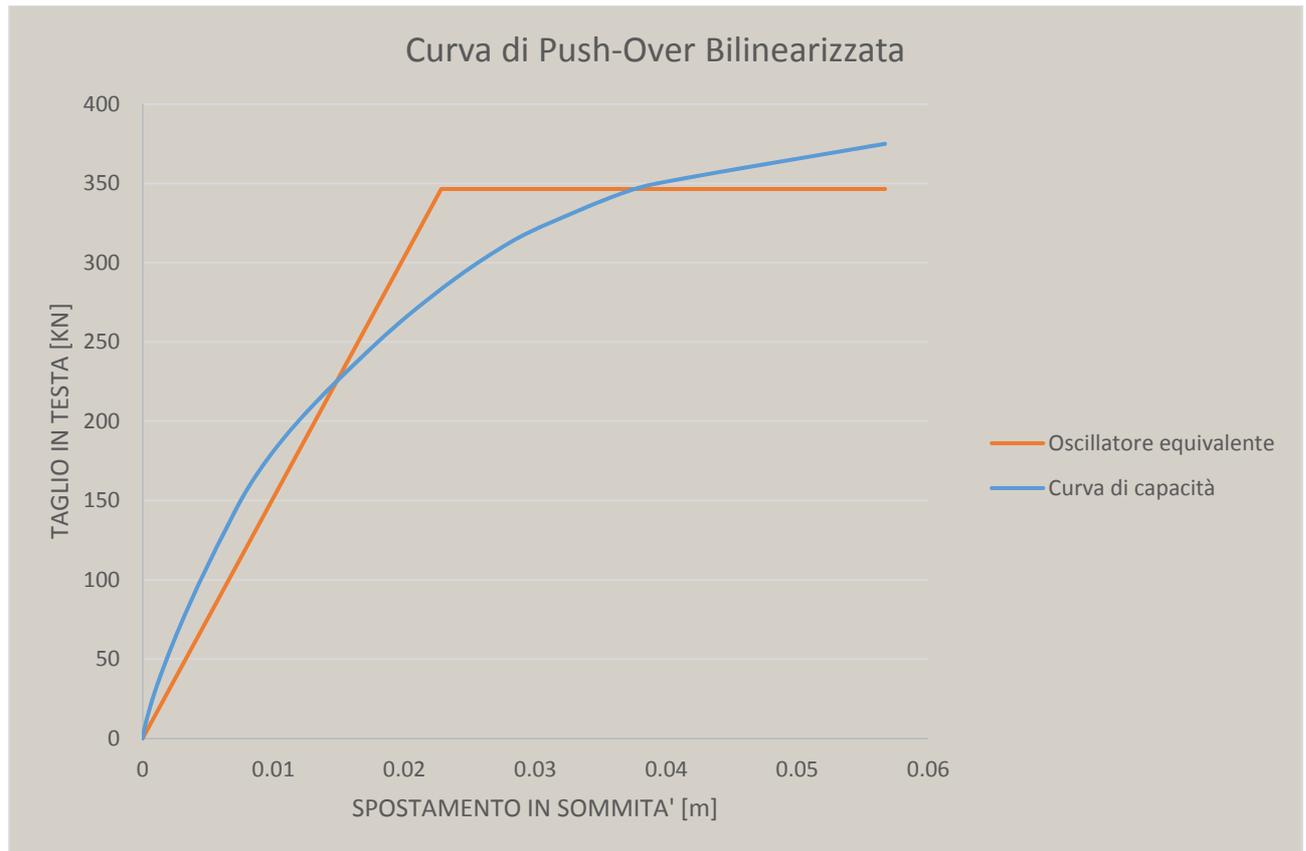
In base a quanto riportato nel paragrafo § 2.2.2, i fusti costituenti le pile esistenti sono stati verificati come elementi a se stanti mediante un'analisi statica non-lineare. Nel seguito si riportano le verifiche a partire dalla curva di capacità per il meccanismo di pressoflessione (meccanismo di tipo duttile) e in resistenza per il taglio (meccanismo di tipo fragile).

6.1.1 Sollecitazioni e analisi

Riportiamo la curva di push-over.



La curva ottenuta viene bilinearizzata secondo il criterio dell'uguaglianza delle aree. La rigidezza iniziale è presa in corrispondenza di $0.6 F_{max}$ come indicato nella circolare applicativa delle NTC al punto C7.3.4.1. La forza di snervamento F_y è ricavata per equivalenza delle aree assumendo come spostamento ultimo d_{max} .



La rigidezza del sistema equivalente è data da:

$$k_e = F_y / d_{\text{elastico}} = 341.2 / 0.022 = 15\,509 \text{ kN/m}$$

da cui il periodo

$$T_e = 2\pi \sqrt{m/k_e} \text{ dove } m \text{ è la massa efficace della pila.}$$

La domanda in spostamento si ottiene attraverso considerazioni di compatibilità, considerando i movimenti possibili dell'impalcato in direzione longitudinale.

Una volta determinata la risposta massima dell'oscillatore equivalente, lo stato della struttura è quello corrispondente a tale spostamento massimo nel punto di controllo.

6.1.2 Verifiche

La verifica consiste nel controllare che nella configurazione di collasso, la domanda di spostamento della struttura in sisma sia compatibile con la rispettiva capacità e che le forze di taglio siano minori delle rispettive resistenze.

La verifica è soddisfatta se la domanda di spostamento risulta inferiore alla capacità deformativa e questo consente di affermare che le verifiche a pressoflessione (collasso duttile) sono soddisfatte in tutte le sezioni della struttura.

6.1.2.1 Verifica a pressoflessione

L'impalcato in senso longitudinale ha è contenuto da dei ritegni che prima di entrare in funzione devono recuperare un giunto di 1cm sulle spalle. La domanda massima di spostamento in senso longitudinale pertanto sarà data da questo varco più l'eventuale variazione termica in contrazione che aumenta

l'escursione di tale giunto di 0.726cm, come valutato nell'analisi dei carichi. Quindi la massima domanda in spostamento sulla testa della pila, valutata con queste considerazioni di congruenza è

$$D_{max} = 1.726 \text{ cm}$$

La capacità di spostamento può essere valutata a partire dallo spostamento ultimo della curva di capacità diviso per 1.5 e ridotto dei $\frac{3}{4}$ come indicato al punto C8A.8.6.4 dell'appendice alla circolare applicativa delle NTC

$$D_{ultimo} = 5.66 \text{ cm} \rightarrow D_{SLV} = 5.66 / 1.5 \cdot 3/4 = 2.83$$

La capacità di spostamento 2.83cm è maggiore della domanda 1.726, pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

6.1.2.2 Verifica a taglio

Il massimo taglio associato allo spostamento SLV di 2.83cm è 315kN. Si esegue pertanto la verifica sulla sezione $\Phi 900$ trascurando l'armatura resistente a taglio.

N_{sdu}	1093	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	310	N/mm ²
Φ	90	cm
b_w	81.00	cm
h_e	57.01	cm
d	53.01	cm
A_{sl}	31.4	cm ²
c	4.00	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	269.565	N/mm ²
σ_{cp}	2.3831	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	381.039	kN

$$V_{SD} / V_{RD} = 315 / 381 = 0.83 \text{ Verificato}$$

7 Verifica strutture in ampliamento

7.1 Verifica spalla di ampliamento

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

7.1.1 Pali spalla di ampliamento

I pali ($\Phi 1000$) sono armati con 24 $\Phi 24$ in senso longitudinale e staffe a spirale $\Phi 12/20$.

7.1.1.1 Sollecitazioni

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni intradosso fondazione.

COMBO SLU-STR					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5066	926	3016	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
2432	1109	1783			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
3950	824	2560			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
1230		154	255

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
743	-253	185	351

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
999	-5	137	226

7.1.1.2 Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: _____ [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -253 0 kN
 M_{xEd}: 351 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

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

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

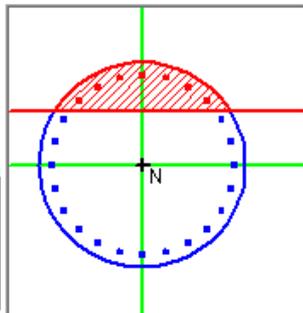
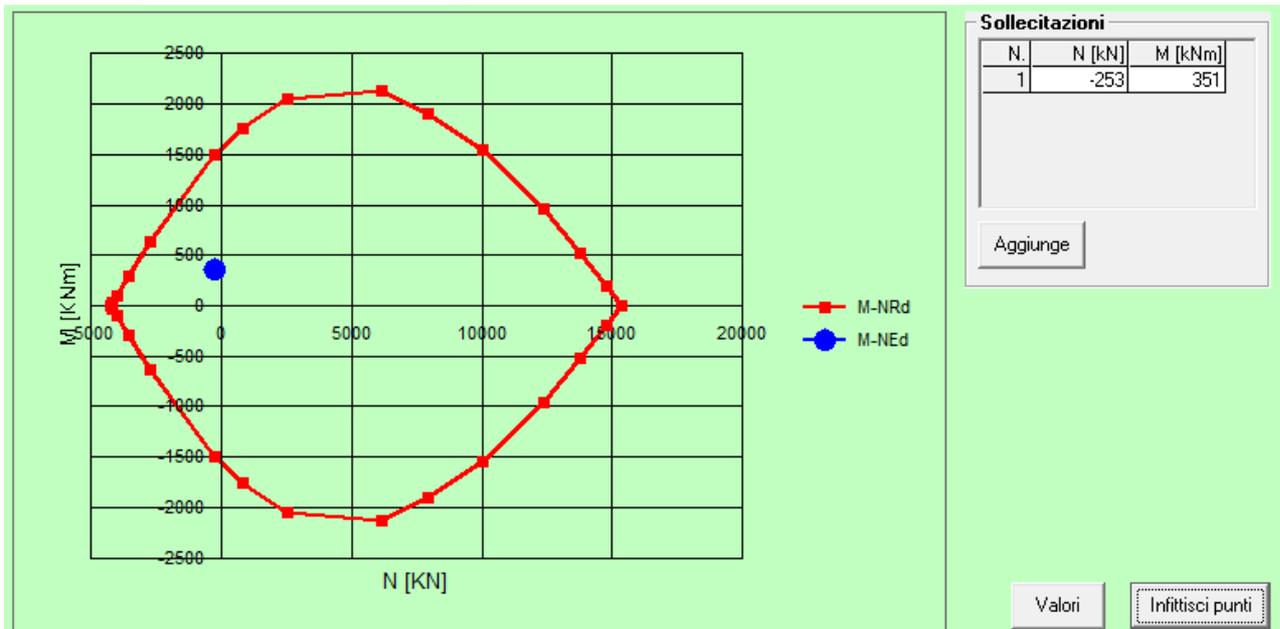
Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1'500 kNm

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 10.23 ‰
 d: 94 cm
 x: 23.96 x/d: 0.2549
 δ: 0.7587

Verifica soddisfatta.

7.1.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	151	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-253	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	100	cm
bw	90.00	cm
he	62.41	cm
d	56.41	cm
Asl	108.48	cm ²
c	6.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	17.49	gradi
$ctg\theta$	3.17	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	11.333	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	0.991	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-0.4548	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	712.431	kN
V_{Rsd}	712.431	kN
V_{Rd}	712.431	kN

Verifica soddisfatta.

7.2 Pile di ampliamento

Dal capitolo di analisi dei carichi si deducono i carichi della parte in ampliamento.

7.2.1 Azioni statiche

7.2.1.1 Azioni verticali

Pesi propri impalcato	3669kN
Pesi portati impalcato	1793kN
Pulvino	1036kN
Palo	28.26kN/m

Ampiamente a favore di sicurezza si attribuisce l'intera colonna di carico 1 alla sola parte in ampliamento trascurando il contributo della parte esistente.

Carico distribuito	$9 \cdot 3 \cdot 20 = 540 \text{ kN}$
Carico tandem	600Kn

La pila è costituita da 5 fusti, la parte in ampliamento sono 2 fusti, il carico assiale testa fusto vale:

$$N \text{ pila} = (3669 + 1793 + 1036) / 5 + 1140 / 2 = 1869.6 \sim 1870 \text{ kN}$$

Il palo in ampliamento è lungo 35m per cui il suo peso immerso è $28.26 \cdot 15 / 25 \cdot 38 = 644 \text{ kN}$

7.2.1.2 Azioni orizzontali

Frenatura (413 da analisi dei carichi)	413/5	82.6 kN
Termica $0.000011 \times -32^\circ \times 10\text{m}$		0.352 cm

7.2.1.3 Azioni Fattorizzate

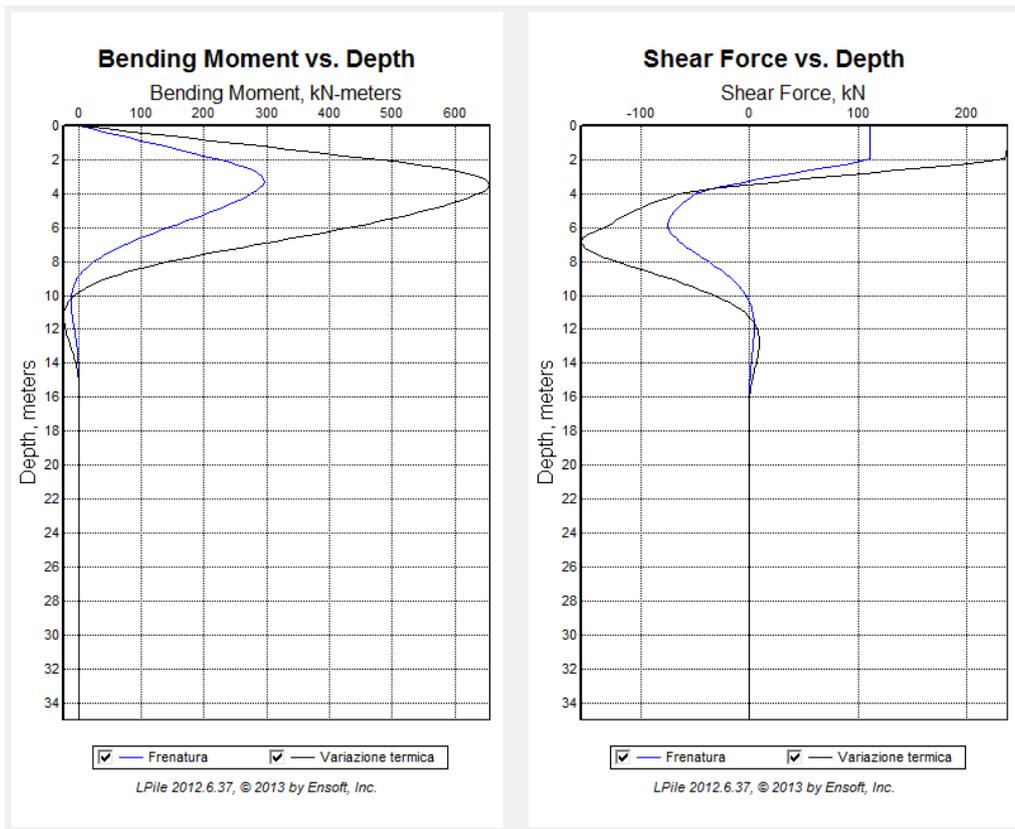
In combinazione A1 Avremo le seguenti azioni testa fusto:

$$N = 1870 \times 1.35 = 2525 \text{ kN}$$

$$T = 82.6 \times 1.35 = 111.51 \text{ kN}$$

$$Sp. = 0.352 \times 1.2 = 0.424 \text{ kN}$$

Per le sollecitazioni lungo il fusto si sono implementate tali azioni in Lpile.



Combinando le azioni si ha:

Comb1 (traffico a zero solo DT)	N = 1300	M=655 kNm	Minimo N
Comb2 (traffico $\Psi=75\%$)	N = 1727	M=880 kNm	Massimo M
Comb3 (DT $\Psi=60\%$)	N= 2525	M= 693 kNm	Massimo N

Nelle comb 1 e 2 I valori di N sono fattorizzati a 1 al fine di minizzare lo sforzo assiale, nella 3 è tutto fattorizzato. Nella combinazione 2 la quota parte di carico assiale associata al traffico è stata introdotta, non fattorizzata al fine di minimizzare N, in quanto la frenatura è concomitante al traffico.

7.2.1.4 Verifica a pressoflessione SLU

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Coprifreno [baric.]: 8.5 [cm]

Materiali

B450C C25/30
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\alpha_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

Metodo di calcolo

S.L.U. Metodo n

Metodo di calcolo
 S.L.U. Metodo n

Tipo flessione
 Fletta Deviata

Vertici: 52 N° rett: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Sollecitazioni

N	N [kN]	M [kNm]
1	1300	655
2	1727	1727
3	2525	693

Aggiunge Elimina

La verifica a pressoflessione è soddisfatta.

7.2.1.5 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo SLU si ha nella combinazione Comb2 (traffico $\Psi=75\%$) $T = 111.51 \cdot 0.75 + 237.35 = 320.98$ kN

N_{sdu}	1300	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
bw	108.00	cm
he	74.99	cm
d	66.99	cm
α	90	gradi
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	12.5	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	1.6094	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	1771.141	kN
V_{Rsd}	1066.509	kN
V_{Rd}	1066.509	kN

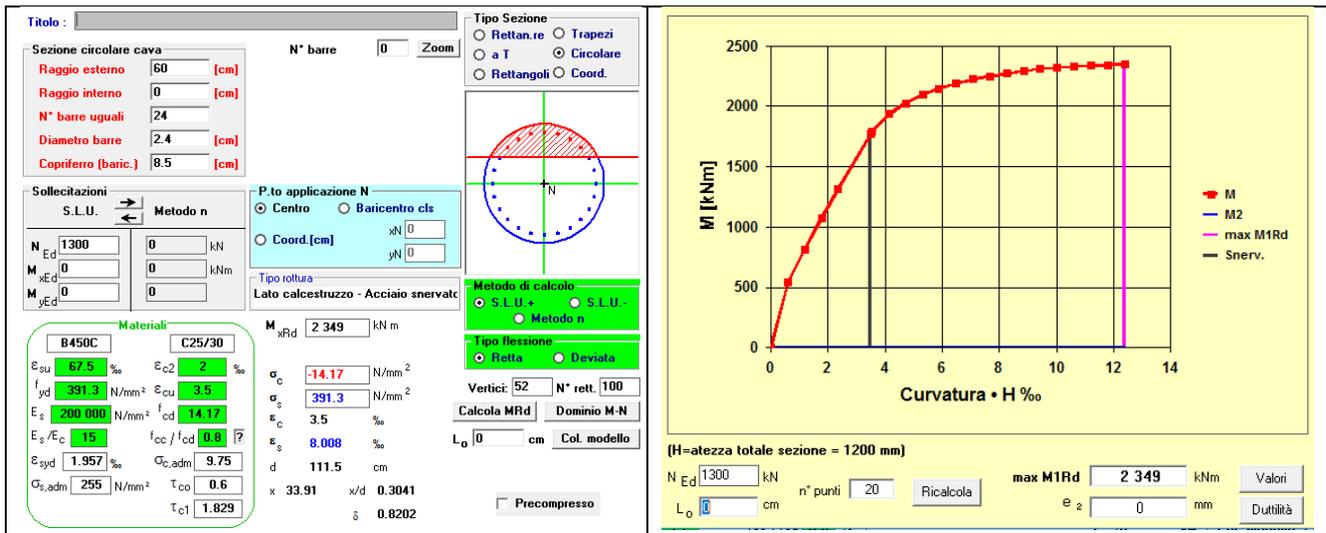
$$V_{SD}/V_{RD} = 321/1066 = 0.30 \text{ Verificato}$$

7.2.2 Azioni sismiche

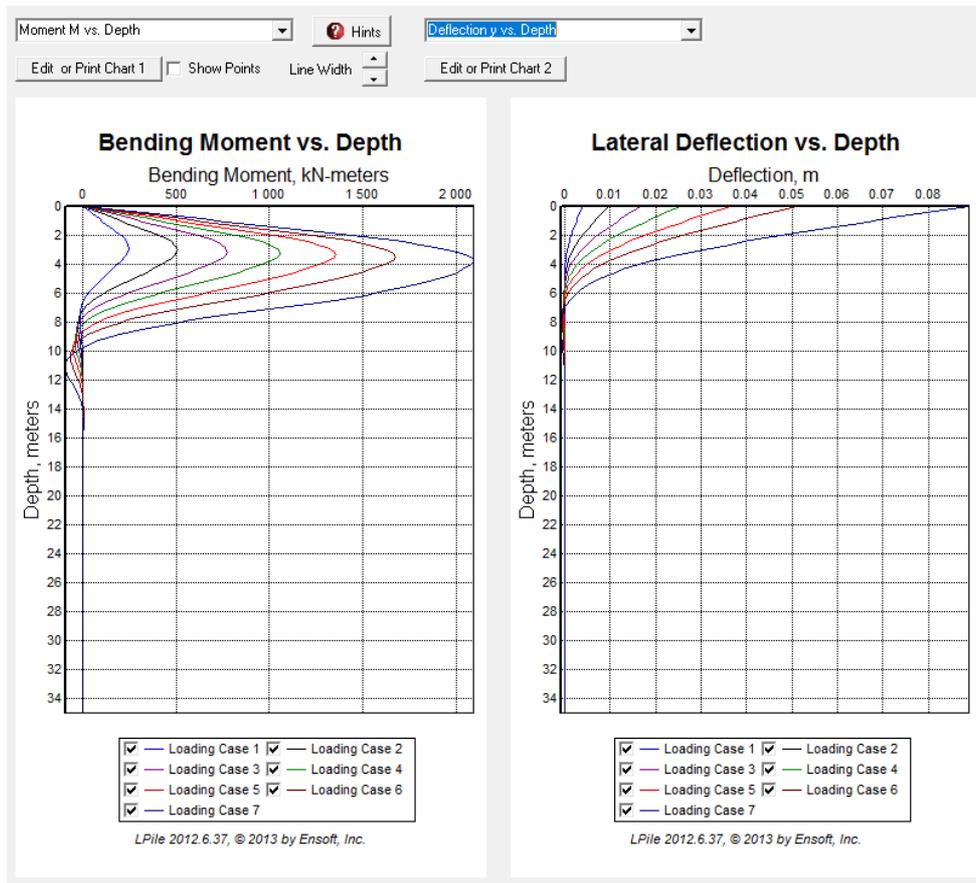
In condizione sismica la porzione di pila in ampliamento deve garantire la congruenza degli spostamenti con parte esistente. Si esegue pertanto una analisi di push-over sulla parte in ampliamento finalizzata a verificarne la compatibilità cinematica in combinazione sismica.

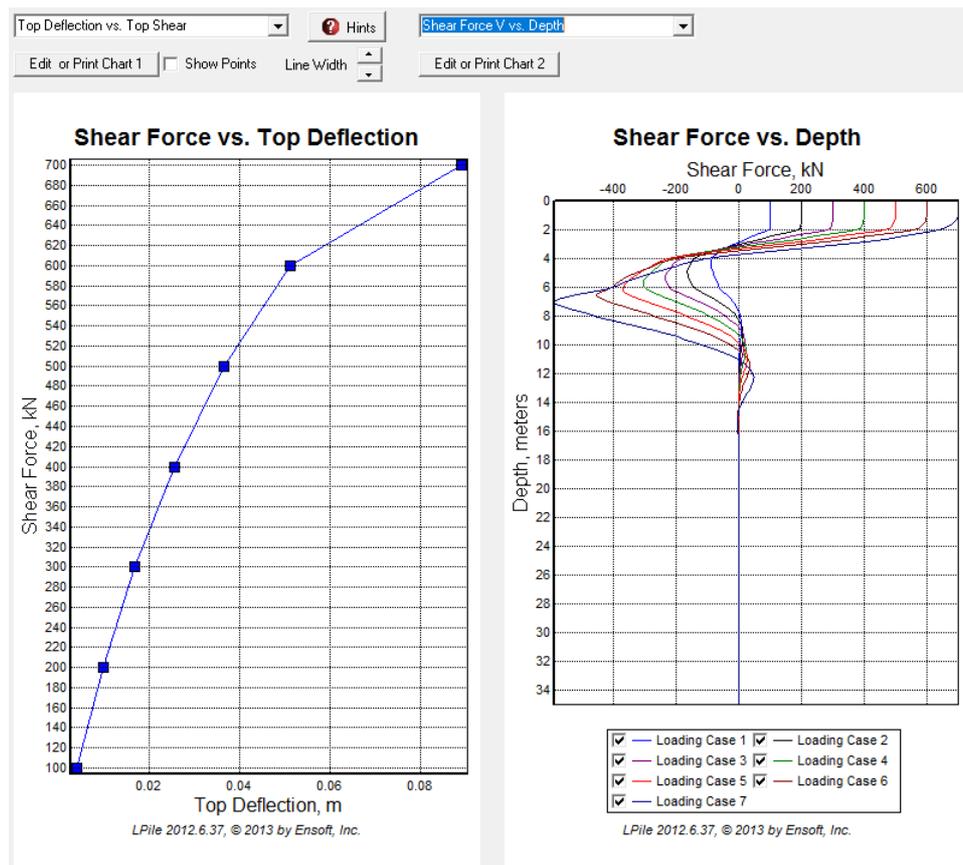
7.2.2.1 Diagramma momento curvatura

Si ipotizza la sezione del palo $\Phi 1200$ armata con 24 $\Phi 24$ longitudinali



7.2.2.2 Curva di capacità





Come già evidenziato sulla parte esistente, La domanda in spostamento si ottiene attraverso considerazioni di compatibilità.

7.2.2.3 Verifiche

La verifica consiste nel controllare che nella configurazione di collasso, la domanda di spostamento della struttura in sisma sia compatibile con la rispettiva capacità e che le forze di taglio siano minori delle rispettive resistenze.

La verifica è soddisfatta se la domanda di spostamento risulta inferiore alla capacità deformativa e questo consente di affermare che le verifiche a pressoflessione (collasso duttile) sono soddisfatte in tutte le sezioni della struttura.

7.2.2.4 Verifica a pressoflessione

L'impalcato in senso longitudinale ha è contenuto da dei ritegni che prima di entrare in funzione devono recuperare un giunto di 1cm sulle spalle. La domanda massima di spostamento in senso longitudinale pertanto sarà data da questo varco più l'eventuale variazione termica in contrazione che aumenta l'escursione di tale giunto di 0.726cm, come valutato nell'analisi dei carichi. Quindi la massima domanda in spostamento sulla testa della pila, valutata con queste considerazioni di congruenza è

$$D_{max} = 1.726 \text{ cm}$$

La capacità di spostamento può essere valutata a partire dallo spostamento ultimo della curva di capacità diviso per 1.5 e ridotto dei $\frac{3}{4}$ come indicato al punto C8A.8.6.4 dell'appendice alla circolare applicativa delle NTC

$$D_{ultimo} = 8.9 \text{ cm} \rightarrow D_{SLV} = 6.75/1.5 \cdot 3/4 = 4.45 \text{ cm}$$

La capacità di spostamento 4.45cm è maggiore della domanda 1.726, pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

7.2.2.5 Verifica a taglio

Il massimo taglio associato allo spostamento SLV di 3.375cm è 500kN. Si esegue pertanto la verifica sulla sezione $\Phi 1200$ armata con staffe $\Phi 12$ passo 12.5

N_{sdu}	1300	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
b_w	108.00	cm
h_e	74.99	cm
d	66.99	cm
α	90	gradi
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
A_{sw}	2.26	cm ²
passo staffe	12.5	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	1.6094	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	1771.141	kN
V_{Rsd}	1066.509	kN
V_{Rd}	1066.509	kN

$$V_{SD}/V_{RD} = 500/1066 = 0.46 \text{ Verificato}$$

7.2.3 Azioni per verifiche geotecniche

Le verifiche di portanza geotecnica saranno svolte in combinazione A1, pertanto l'azione assiale di riferimento è:

$$N = 2525 \text{ kN.}$$

In esercizio, per la verifica degli spostamenti, l'azione assiale di riferimento è:

$$N = 1870 \text{ kN}$$

8 Ritegni sismici

8.1 Ritegno longitudinale

Il vincolo di ritegno sismico longitudinale viene garantito dal tratto di paraghiaia della spalla ricostruito. Su di esso agisce l'intera azione sismica la quale, nel presente caso, consiste nell'azione longitudinale trasmessa da tre campate di impalcato.

L'azione sismica è ridistribuita sul paraghiaia nuovo per metro di larghezza in funzione dell'effettiva larghezza della parte ricostruita e nuova:

$$F_{LONG,EFF} [N/m] = F_{LONG,tot} [N] \times b_{PARAGH_RICOSTR+NUOVO} [m]$$

L'azione sismica totale sul ritegno risulta:

$$F_{LONG,tot} = \sum (m_{imp,i} \times a_g \times S) =$$

$$= (2 \times 5434 \text{ kN}) \times 0.207 \text{ m/s}^2 \times 1.61 = \dots\dots\dots 3621.8 \text{ kN}$$

$$F_{LONG,EFF} = 3621.8 \text{ kN} / 22.91 \text{ m} = \dots\dots\dots 158.08 \text{ kN/m}$$

$$M_{LONG,EFF} = F_{LONG,EFF} \times h_{RIT} = 158.08 \text{ kN/m} \times 0.39 \text{ m} = \dots\dots\dots 61,65 \text{ kNm/m}$$

Superficie di verifica 1.00 m x 0.48 m

As,long sup 4Ø26/m = 21.24 cm²/m

As,long inf 4Ø26/m = 21.24 cm²/m

As,trasv Ø10/20 (2 br.)

8.1.1 Verifica a flessione

Titolo :

N* figure elementari **Zoom** **N* strati barre** **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	48

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	21,24	3
2	21,24	45

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd} <input type="text" value="61,65"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C35/45
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd} <input type="text" value="19,83"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="13,5"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co} <input type="text" value="0,8"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2,257"/>

M_{xRd} kN m

σ_d N/mm²

σ_s N/mm²

ε_d ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o cm **Col. modello**

Precompresso

Verifica soddisfatta.

8.1.2 Verifica a taglio

V_{sdu}	158,08	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,3	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	45,00	cm
Asl	21,24	cm ²
c	3,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	45,00	gradi
$ctg\theta$	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	22,885	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,467	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	264,481	kN

Verifica soddisfatta.

8.2 Ritegni trasversali

Il vincolo di ritegno sismico trasversale viene garantito da nuovi ritegni in c.a. predisposti tra i due impalcati esistenti, tra le travi nuove ed esistenti ed esternamente alle travi nuove (v. Figura 8-1 e Figura 8-2).

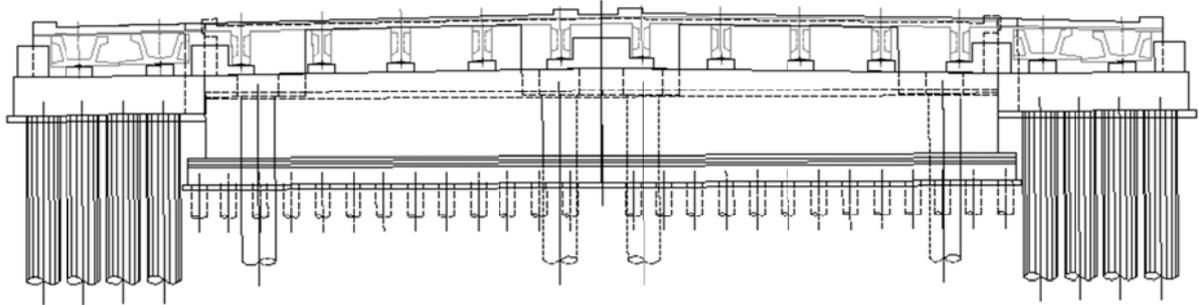


Figura 8-1 - Prospetto spalla con notazione ritegni trasversali (campate laterali)

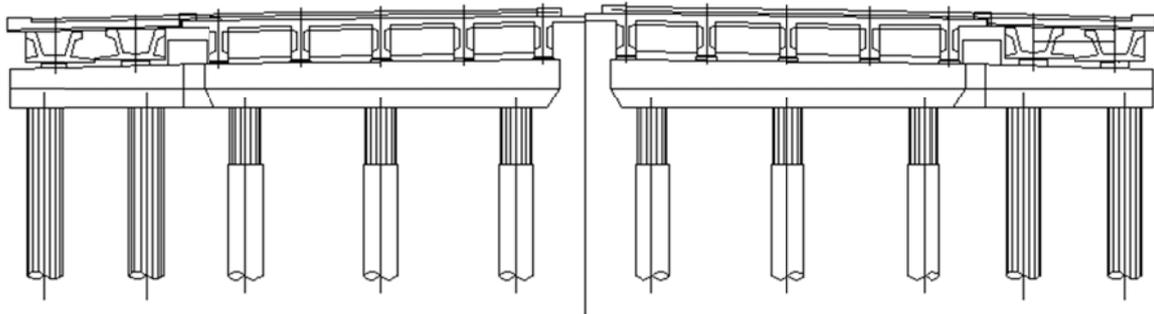


Figura 8-2 - Prospetto pila con notazione ritegni trasversali (campate centrali)

8.2.1 Sollecitazioni

Il ritegno trasversale viene considerato come un elemento strutturale tozzo e per tale motivo si verifica con il meccanismo tirante-puntone.

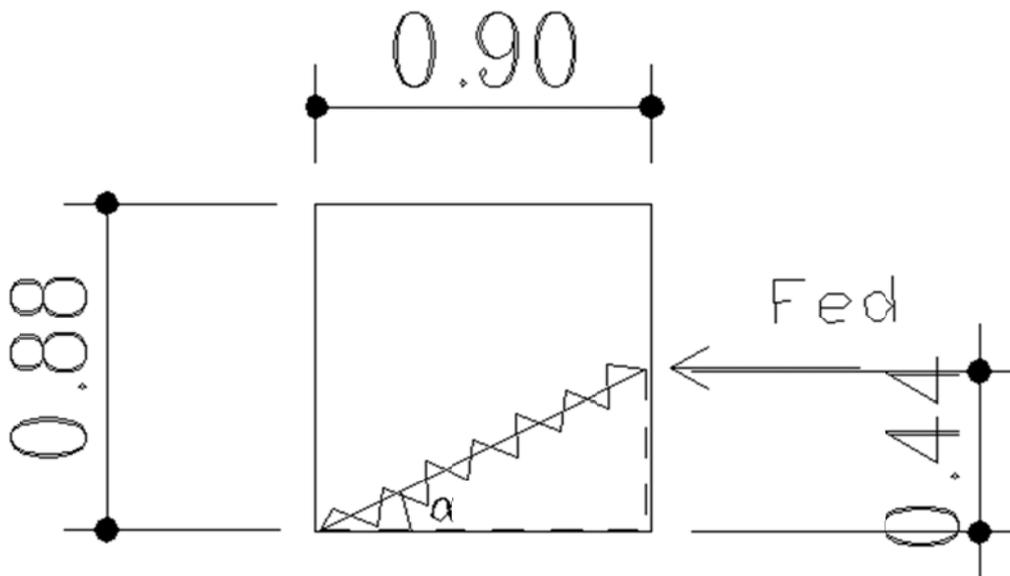
L'azione sismica totale sul ritegno è calcolata come segue:

$$F_{TRASV,tot} = m_{imp} \times a_g \times S / (n^\circ \text{ lati considerati} \times n^\circ \text{ ritegni per lato})$$

8.2.2 Verifiche

Campata laterale:

Si considera attivo il solo ritegno trasversale con dimensioni minori come indicato nella seguente figura:



$$F_{TRASV,tot} = 5434 \text{ kN} \times 0.207 \text{ m/s}^2 \times 1.61 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 905.49 \text{ kN}$$

$$\alpha = 24^\circ$$

$$F_{sd} = F_{ed} \operatorname{tg} \alpha = 403.15 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = F_s / \operatorname{sen} \alpha = 991.18 \text{ kN}$$

$$A_{s,long} \dots\dots\dots 3+3\text{Ø}26 = 2 \times 15.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,trasv} \dots\dots\dots \text{Ø}10/20 (2 \text{ br.})$$

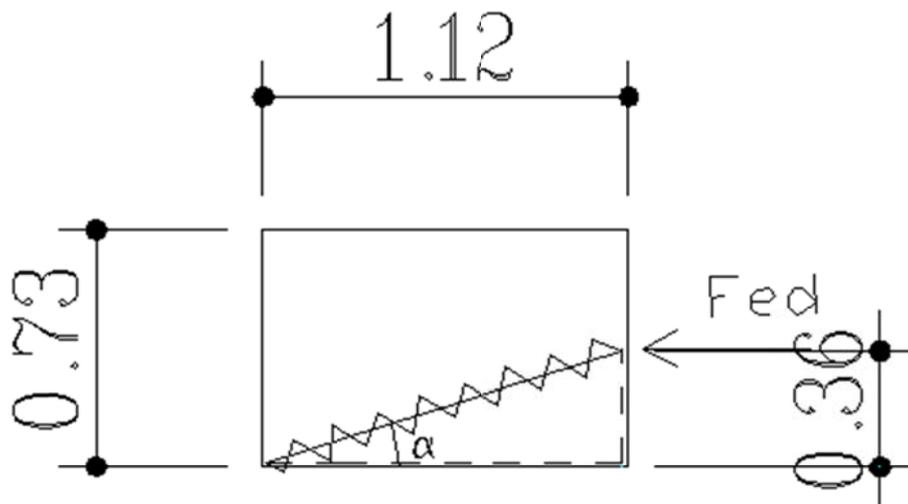
La forza resistente sull'armatura vale:

$$F_{rd} = 15.93 \times 391 = 622 \text{ kN} > 403.15$$

Verifica soddisfatta

Campata centrale:

Si considera il ritegno trasversale con le dimensioni indicate in figura:



$$F_{TRASV,tot} = 2 \times 5434 \text{ kN} \times 0.207 \text{ m/s}^2 \times 1.61 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 1810.98 \text{ kN}$$

$$\alpha = 17.81^\circ$$

$$F_{sd} = F_{ed} \operatorname{tg} \alpha = 581.79 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = F_s / \operatorname{sen} \alpha = 1902.13 \text{ kN}$$

$$A_{s,long} \dots\dots\dots 6+6\varnothing 26 = 2 \times 31.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,trasv} \dots\dots\dots \varnothing 10/10 \text{ (4 bracci)}$$

La forza resistente sull'armatura vale:

$$F_{rd} = 15.93 \times 391 = 622 \text{ kN} > 581,79$$

Verifica soddisfatta

9 Spostamenti

9.1 Perdita d'appoggio

Data la trasmissione delle azioni orizzontali e la particolare disposizione dei ritegni sismici, si verificano gli spostamenti controllando solo che non avvenga la perdita d'appoggio.

$$\delta_{\text{varchi}} = 3 \times 50 \text{ mm} = \dots\dots\dots 150 \text{ mm}$$

$$B \text{ appoggio singolo} \dots\dots\dots \sim 530 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

9.2 Escursioni termiche

In base a quanto riportato nei paragrafi § 3.1.1.2 e § 3.2.1.2 e § 3.3.1.2, si ottiene:

$$\delta_{\text{term}} \text{ campata laterale} = 4.40 \text{ mm} - (-6.41 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 10.81 \text{ mm}$$