

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

OP. N°151 - AMPLIAMENTO PONTE SCOLO TOMBE PK. 24+448

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SOTTOSTRUTTURE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N.2188
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:			
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prod. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	00			
1	1	306	000	1	P	D	000000	000000	000000	0	S	T	R	0106	—	—	SCALA: —

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE		
	Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082				n.	data	
					0	NOVEMBRE 2016	
					1	—	
					2	—	
REDATTO:		—		VERIFICATO: Ing. Lucio Ferretti Torricelli		3	—
						4	—

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	--	---

**Autostrada A13
Bologna - Padova**

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

Opere di linea

**Ponte su Scolo Tombe
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
1.2	MODALITÀ REALIZZATIVE	9
1.2.1	<i>Spalle.....</i>	9
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
1.4	CONTESTUALIZZAZIONE	10
1.4.1	<i>Condizioni ambientali e classi di esposizione</i>	10
1.4.2	<i>Sismicità</i>	10
1.4.3	<i>Parametri geotecnici</i>	10
1.5	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	11
1.5.1	<i>Calcestruzzo opere in ampliamento.....</i>	11
1.5.2	<i>Acciaio per c.a. opere in ampliamento.....</i>	12
1.5.3	<i>Materiali opere esistenti</i>	13
1.5.4	<i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	14
1.6	SOFTWARE DI CALCOLO	15
1.7	CONVENZIONI GENERALI.....	15
2	IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE	16
2.1	SPALLE.....	16
2.1.1	<i>Azioni dell'impalcato</i>	16
2.1.2	<i>Azioni sul corpo spalla.....</i>	17
2.1.3	<i>Verifiche eseguite.....</i>	17
3	ANALISI DEI CARICHI.....	18
3.1	SPALLE ESISTENTI E DI AMPLIAMENTO.....	18
3.1.1	<i>Contributi di impalcato.....</i>	18
3.1.2	<i>Contributi del corpo spalla</i>	23
4	COMBINAZIONI DI CARICO	38
5	VERIFICA SPALLA ESISTENTE	40
5.1	PARAMENTO.....	40
5.1.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	40
5.1.2	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	41
5.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	42
5.2	PARAGHIAIA	43
5.2.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	43
5.2.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	43
5.2.3	<i>Verifica a taglio</i>	44
5.3	PALI SPALLA ESISTENTE.....	45
5.3.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	46
5.3.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	48
5.3.3	<i>Verifica a taglio</i>	48
5.4	PIEDE DI FONDAZIONE.....	49
5.4.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	50
5.4.2	<i>Verifica</i>	50

5.5	TIRANTE A TERGO SPALLA	51
5.6	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	51
5.6.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	52
5.6.2	<i>Verifica a taglio</i>	53
6	VERIFICA SPALLA AMPLIAMENTO	54
6.1	PALI SPALLA AMPLIAMENTO	54
6.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	54
6.1.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	55
6.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	56
7	RITEGNI SISMICI	57
7.1	RITEGNO LONGITUDINALE	57
7.1.1	<i>Verifica a flessione</i>	58
7.1.2	<i>Verifica a taglio</i>	58
7.2	RITEGNI TRASVERSALI	59
7.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	60
7.2.2	<i>Verifica</i>	60
8	SPOSTAMENTI	61
8.1	PERDITA D'APPOGGIO	61
8.2	ESCURSIONI TERMICHE	61

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alle sottostrutture dell'ampliamento del viadotto su Scolo Tombe sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 24+448.

1.1 *Descrizione generale dell'opera*

1.1.1 Schema statico e schema di vincolo

Lo schema statico vede la presenza di una singola campata di impalcato appoggiata 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:

1. 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;
2. per la fase sismica, viene ammessa la totale perdita di efficienza di tali apparecchiature, affidando:
 - le sollecitazioni orizzontali trasversali ad un sistema di ritegno costituito da mensole in calcestruzzo disposte sulle pile e sulle spalle;
 - 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 spalle si prevede la realizzazione di 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 tipo trivellato in calcestruzzo getto in opera con tubo forma $\varnothing 450$ mm (v. Figura 1-1 e Figura 1-2)

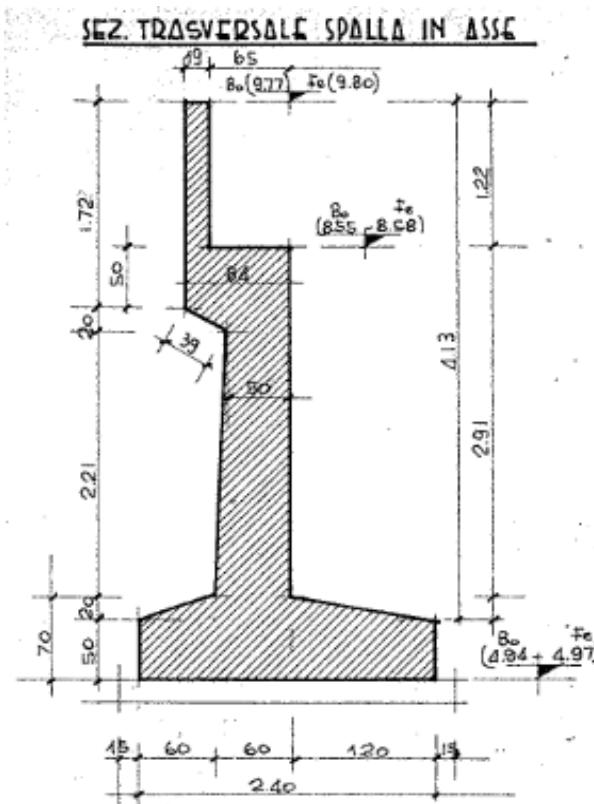


Figura 1-1 - Sezione trasversale spalla esistente

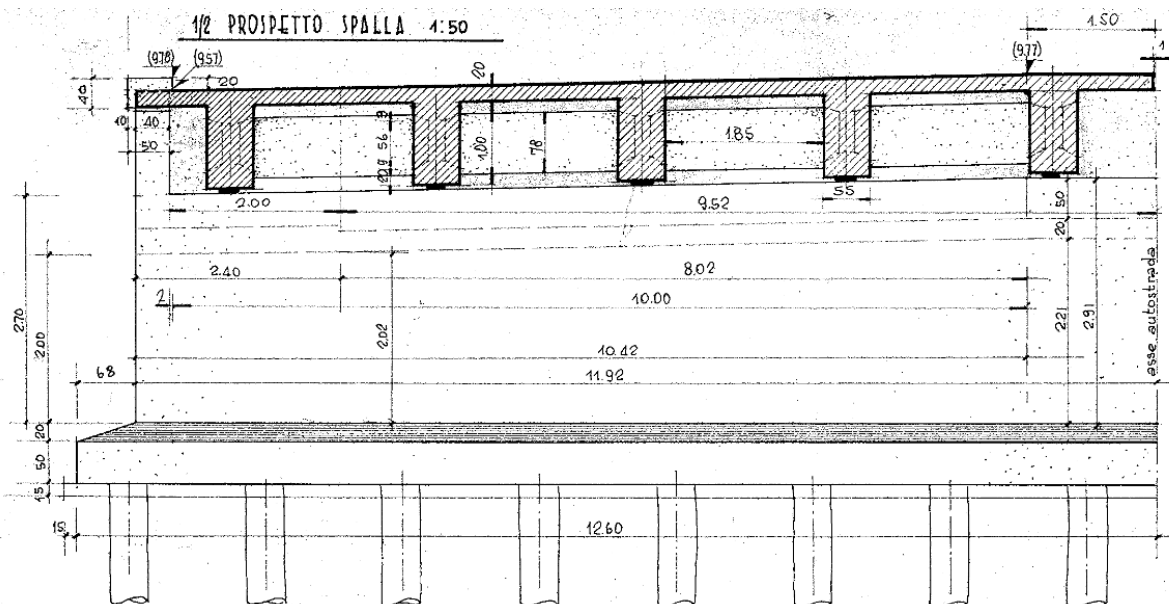


Figura 1-2 - 1/2 Prospetto spalla esistente

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

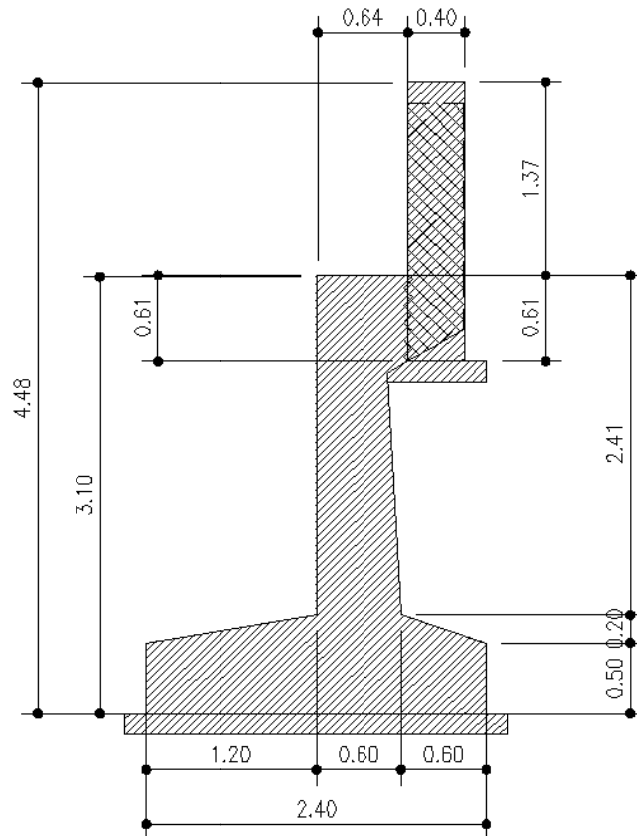


Figura 1-3 - Geometria di calcolo spalla esistente

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 inoltre 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 (v. Figura 1 8).

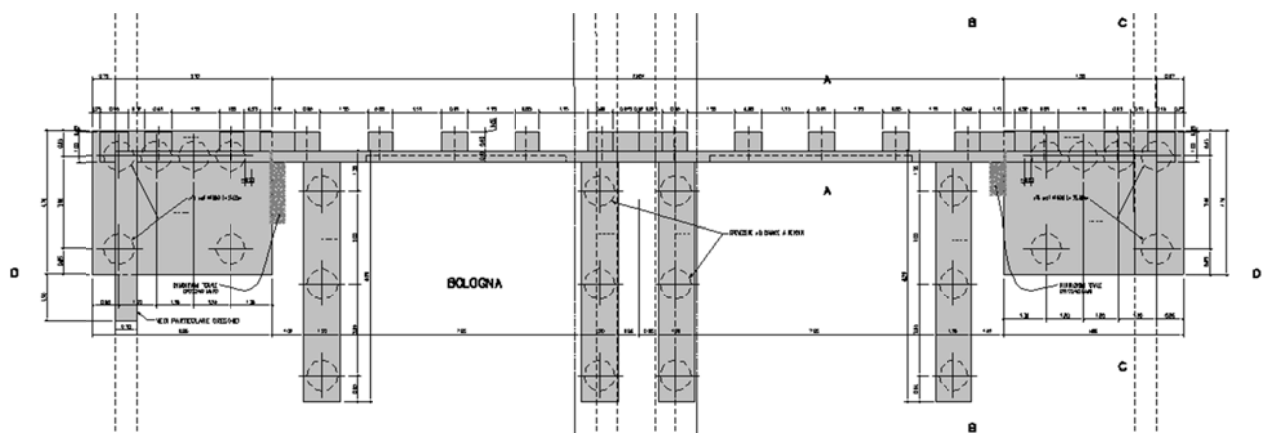


Figura 1-4 - Pianta con localizzazione tiranti a tergo spalla

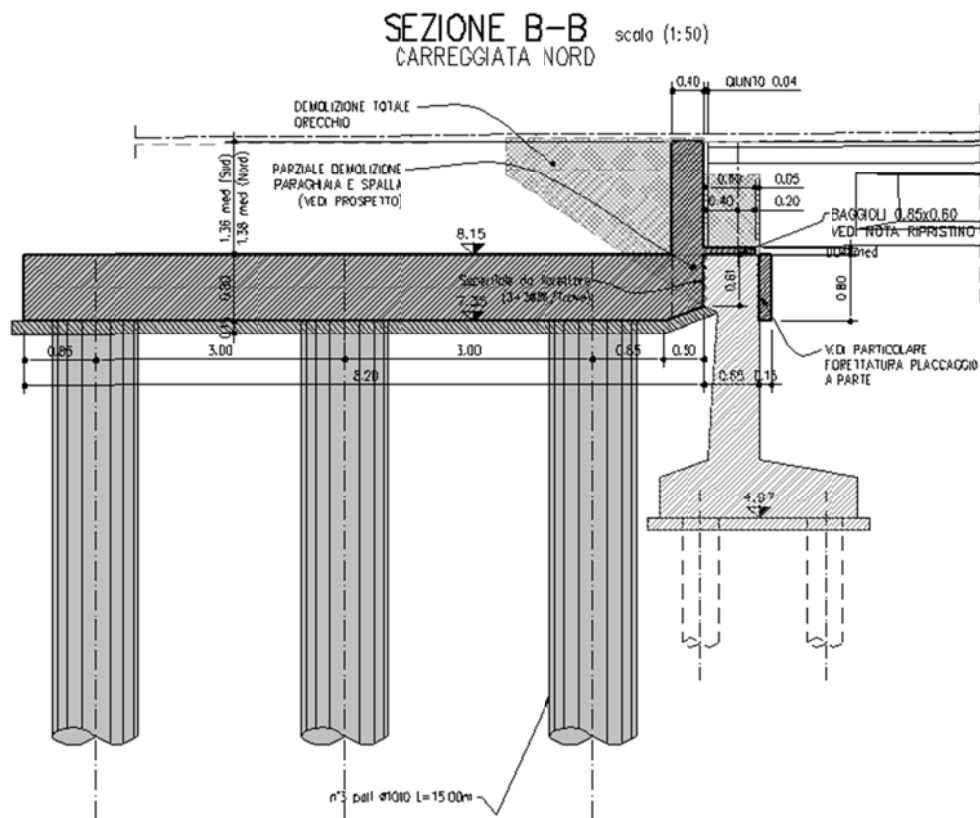


Figura 1-5 - Dettagli tiranti a tergo spalla

Le spalle in ampliamento saranno realizzate in c.a. e fondate su pali Ø1000 ad una quota superiore rispetto alle esistenti (v. Figura 1-6 e Figura 1-7).

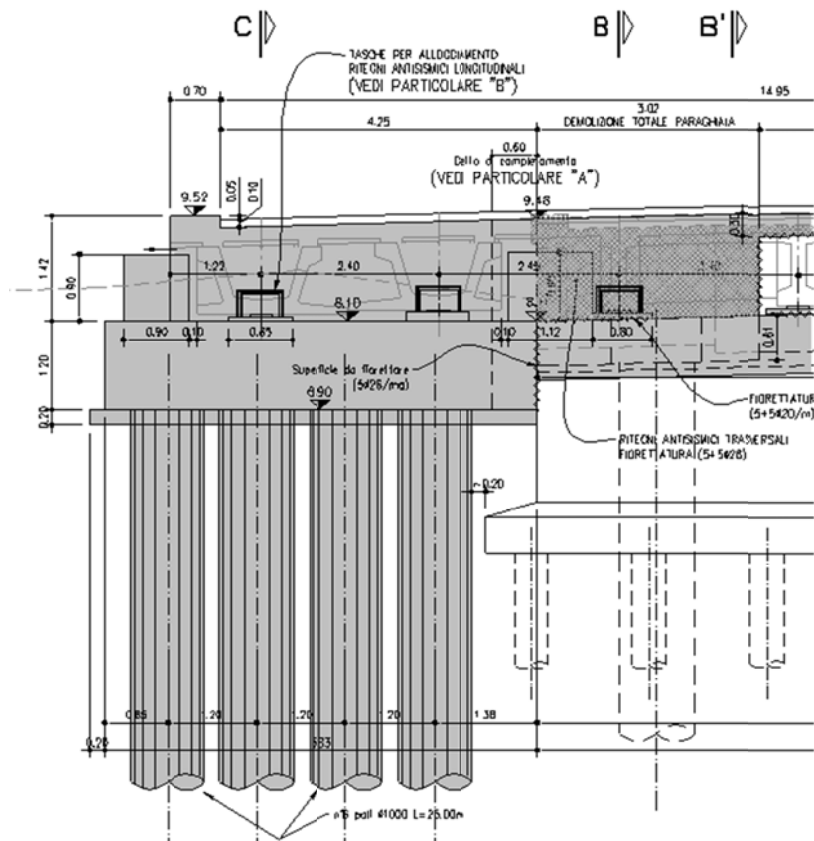


Figura 1-6 - Semi-prospetto spalle con ampliamento

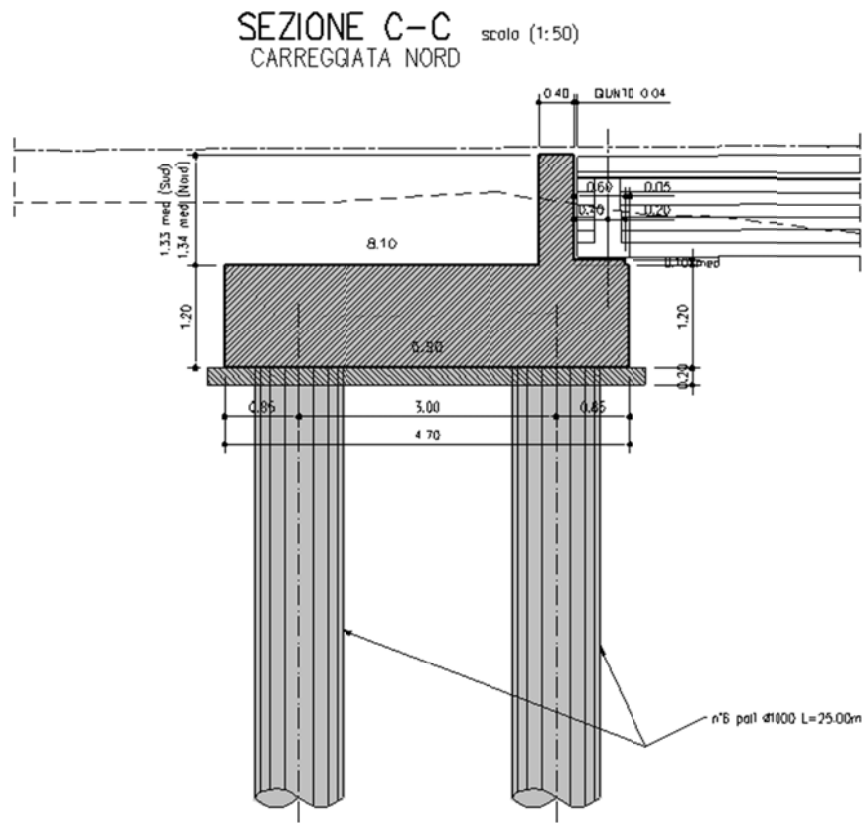


Figura 1-7 - Sezione longitudinale spalla in ampliamento

1.2 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.

1.3 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:

Tmin = -15 °C

Tmax = +45 °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 → 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, TIRANTI 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 (\emptyset 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

f_{yk} > 450 MPa

f_{tk} > 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 ai risultati disponibili di prove effettuate.

Calcestruzzo spalla: $R_m=37.72 \text{ MPa} \rightarrow R_{ck}=37.72-8=29.72 \text{ MPa}$ equivalente a C25/30

Armatura spalla: $f_y=350 \text{ MPa} \rightarrow f_{yk}=0.7*350=245 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=213 \text{ MPa}$

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 spalle 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 impalcati 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. § 3.1.1) 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 rigidità 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 della determinazione delle sollecitazioni, si verificano le sezioni significative (v. §2.1.3).

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.

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:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-4.38 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+6.37 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 4.44 m, è in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente risulta pari a 1.44 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.

CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato - Sottostruttura Esistente					
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
				q _{fk}	
				Larghezza pedonabile cordoli [m]	TOT.
FOLLA [kN/m]		0		2,5	0

Tabella 3-2 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato – Sottostruttura di ampliamento					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2		Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3,00	0,00		1,44	4,44
N. assi Tandem	2	0			
Q _{ik} [kN]	300	0			600
Q _{ik} [kN/m]	9	0		2,5	30,6
				q _{fk}	
				Larghezza pedonabile cordoli [m]	TOT.
FOLLA [kN/m]		0		2,5	0

Tabella 3-3 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

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	19.92 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 413.78 \text{ kN}$$

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 Impalcato

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

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento	10 %
T_R	949 anni
a_g	0,207 g
F_0	2,537
T_c^*	0,279 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1,61
S	1,61
C_c	2,367
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:

$m_{IMPALCATO}$	569795,5 kg
% attrito	100 %
$F_{SISMICA}$	1865,49 kN
L_{SPALLA}	35,5 m
$F_{SISMICA}/m$	52,55 kN/m

3.1.1.6 Inclinazione impalcato

L'impalcato è retto, di conseguenza le azioni di frenatura e termica non 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.

Tabella 3-4 - Pesì propri spalla esistente

<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0,544 m ²
L _{PARAGHIAIA}	23,84 m
X _{G,PARAGHIAIA}	0,36 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	3,85 m
<u>SPALLA paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	1,61 m ²
L _{PARAMENTO}	23,84 m
X _{G,PARAMENTO}	0,84 m
Y _{G,PARAMENTO}	2,07 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	1,5 m ²
L _{PLINTO}	23,84 m
X _{G,PLINTO}	1,17 m
Y _{G,PLINTO}	0,3 m

P.P. Paraghiaia/metro	13,600 kN/m
P.P. Paramento/metro	40,25 kN/m
P.P. Plinto/metro	37,50 kN/m

<i>Paraghiaia</i>	
g	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	23,84 m
F _X	324,22 kN
F _X /metro	13,600 kN/m
<i>Paramento</i>	
g	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	23,84 m
F _X	1283,78 kN

Fx/metro	53,85 kN/m
$e_{x,PARAGHIAIA}$	-0,54 m
$e_{x,PARAMENTO}$	-0,06 m
My/metro	-9,76 kNm/m
<i>Intradosso Fondazione</i>	
g	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	23,84 m
Fx	2177,78 kN
Fx/metro	91,35 kN/m
$e_{x,PARAGHIAIA}$	-0,89 m
$e_{x,PARAMENTO}$	-0,41 m
$e_{x,PLINTO}$	-0,08 m
My/metro	-31,61 kNm/m

Tabella 3-5 - Pesì propri spalla in ampliamento

<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0,536 m ²
L _{PARAGHIAIA}	5,83 m
X _{G,PARAGHIAIA}	3,85 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	1,87 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	5,64 m ²
L _{PLINTO}	5,83 m
X _{G,PLINTO}	2,35 m
Y _{G,PLINTO}	0,6 m
P.P. Paraghiaia/metro	13,400 kN/m
P.P. Plinto/metro	141,00 kN/m
<i>Paraghiaia</i>	
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	5,83 m
Fx	78,12 kN
Fx/metro	13,400 kN/m
<i>Intradosso Fondazione</i>	
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	5,83 m
Fx	900,15 kN
Fx/metro	154,40 kN/m

$e_{x,PARAGHIAIA}$	1,00 m
$e_{x,CORREA}$	-2,85 m
$e_{x,PARAMENTO}$	-2,85 m
$e_{x,PLINTO}$	-0,50 m
My/metro	-57,10 kNm/m

3.1.2.2 Spinta delle terre Gk,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 SISTENTI			
M1		M2	
K_a	0,271	K_a	0,343
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
L_{SPALLA}	23,84 m	L_{SPALLA}	23,84 m
$H_{spingente}$	4,53 m	$H_{spingente}$	4,53 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,36 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,36 m
$H_{PARAMENTO}$	2,47 m	$H_{PARAMENTO}$	2,47 m
H_{PLINTO}	0,7 m	H_{PLINTO}	0,7 m
$H_{media(spalla)}$	4,53 m	$H_{media(spalla)}$	4,53 m
$B_{terreno imbarcato}$	0,6 m	$B_{terreno imbarcato}$	0,6 m
θ	0 °	θ	0 °
$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	0,27 m	$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	0,27 m
$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1,97 m	$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1,97 m
$X_{G,PALIFICATA}$	1,25 m	$X_{G,PALIFICATA}$	1,25 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	23,84 m	$L_{PARAGHIAIA}$	23,84 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,36 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,36 m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	0,00 kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	0,00 kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	3,85 m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	3,85 m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	119,49 kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	151,44 kN

Y _{S2,PARAGHIAIA}	3,62 m		Y _{S2,PARAGHIAIA}	3,62 m
<u>Paramento</u>			<u>Paramento</u>	
N _{PARAMENTO}	1 -		N _{PARAMENTO}	1 -
L _{PARAMENTO}	23,84 m		L _{PARAMENTO}	23,84 m
L _{SPINTA,PARAMENTO}	23,84 m		L _{SPINTA,PARAMENTO}	23,84 m
H _{PARAMENTO}	2,47 m		H _{PARAMENTO}	2,47 m
S _{1,PARAMENTO}	434,04 kN		S _{1,PARAMENTO}	550,08 kN
Y _{S1,PARAMENTO}	1,94 m		Y _{S1,PARAMENTO}	1,94 m
S _{2,PARAMENTO}	394,14 kN		S _{2,PARAMENTO}	499,52 kN
Y _{S2,PARAMENTO}	1,52 m		Y _{S2,PARAMENTO}	1,52 m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -		N _{PARAMENTI}	1 -
L _{PLINTO}	23,84 m		L _{PARAMENTI}	23,84 m
L _{SPINTA,PLINTO}	23,84 m		L _{SPINTA,PLINTO}	23,84 m
H _{PLINTO}	0,7 m		H _{PARAMENTI}	0,7 m
S _{1,PLINTO}	346,41 kN		S _{1,PARAMENTI}	439,02 kN
Y _{S1,PLINTO}	0,35 m		Y _{S1,PARAMENTI}	0,35 m
S _{2,PLINTO}	31,66 kN		S _{2,PARAMENTI}	40,12 kN
Y _{S2,PLINTO}	0,23 m		Y _{S2,PARAMENTI}	0,23 m
INTRADOSSO FONDAZIONE				
F _{YSPINTA}	1325,73 kN		F _{YSPINTA}	1680,18 kN
M _{ZSPINTA}	2001,86 kNm		M _{ZSPINTA}	2537,07 kNm
F _{Xterreno imbarcato}	1095,69 kN		F _{Xterreno imbarcato}	1095,69 kN
M _{Zterreno imbarcato}	-1073,77 kNm		M _{Zterreno imbarcato}	-1073,77 kNm
L _{SPALLA}	23,84 m		L _{SPALLA}	23,84 m
F _{YSPINTA/metro}	55,61 kN/m		F _{YSPINTA/metro}	70,48 kN/m
M _{ZSPINTA/metro}	83,97 kNm/m		M _{ZSPINTA/metro}	106,42 kNm/m
F _{Xterreno imbarcato/metro}	45,96 kN/m		F _{Xterreno imbarcato/metro}	45,96 kN/m
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-45,04 kNm/m		M _{Zterreno imbarcato/metro}	-45,04 kNm/m
PARAGHIAIA				
F _{YSPINTA}	119,49 kN		F _{YSPINTA}	151,44 kN
M _{ZSPINTA}	54,17 kNm		M _{ZSPINTA}	68,65 kNm
L _{SPALLA}	23,84 m		L _{SPALLA}	23,84 m
F _{YSPINTA/metro}	5,01 kN/m		F _{YSPINTA/metro}	6,35 kN/m
M _{ZSPINTA/metro}	2,27 kNm/m		M _{ZSPINTA/metro}	2,88 kNm/m
PARAMENTO				

$F_{Y_{SPINTA}}$	947,67 kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	1201,04 kN
$M_{Z_{SPINTA}}$	1209,86 kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	1533,33 kNm
L_{SPALLA}	23,84 m	L_{SPALLA}	23,84 m
$F_{Y_{SPINTA}}/metro$	39,75 kN/m	$F_{Y_{SPINTA}}/metro$	50,38 kN/m
$M_{Z_{SPINTA}}/metro$	50,75 kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}}/metro$	64,32 kNm/m

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

Tabella 3-8 - Spinta delle terre a valle - Spalla esistente

SPINTA STATICA TERRENO DI VALLE SPALLE SISTENTI				
M1		M2		
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³	
$A_{terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2,35 m ²	$A_{terreno\ imbarcato}$	2,35 m ²	
$X_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	1,8 m	$X_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	1,8 m	
$X_{G,PALIFICATA}$	1,25 m	$X_{G,PALIFICATA}$	1,25 m	
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1	
L_{PLINTO}	23,84 m	L_{PLINTO}	23,84 m	
$F_{X_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}$	1120,48 kN	INTRAD. FOND.	$F_{X_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}$	1120,48 kN
$M_{z_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}$	616,26 kNm		$M_{z_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}$	616,26 kNm
L_{SPALLA}	23,84 m		L_{SPALLA}	23,84 m
$F_{X_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}/metro$	47,00 kN/m		$F_{X_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}/metro$	47,00 kN/m
$M_{z_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}/metro$	25,85 kNm/m		$M_{z_{terreno\ imbarcato\ VALLE}}/metro$	25,85 kNm/m

Analogamente per la spalla in ampliamento.

Tabella 3-9 - Spinta delle terre a monte - Spalla in ampliamento

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

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE AMPLIAMENTO I	
---	--

M1		M2	
K_0	0,426	K_0	0,511
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
L_{SPALLA}	5,83 m	L_{SPALLA}	5,83 m
$H_{spingente}$	2,54 m	$H_{spingente}$	2,54 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,34 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,34 m
H_{PLINTO}	1,2 m	H_{PLINTO}	1,2 m

H _{media(spalla)}	2,54 m
B _{terreno imbarcato}	3,65 m
θ	0 °
X _{G,terreno imbarcato MONTE}	1,825 m
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	1,87 m
X _{G,PALIFICATA}	2,85 m
<u>Paraghiaia</u>	
L _{PARAGHIAIA}	5,83 m
H _{PARAGHIAIA}	1,34 m
S _{1,PARAGHIAIA}	0,00 kN
Y _{S1,PARAGHIAIA}	1,87 m
S _{2,PARAGHIAIA}	44,64 kN
Y _{S2,PARAGHIAIA}	1,65 m
<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -
L _{PLINTO}	5,83 m
L _{SPINTA,PLINTO}	5,83 m
H _{PLINTO}	1,2 m
S _{1,PLINTO}	79,95 kN
Y _{S1,PLINTO}	0,60 m
S _{2,PLINTO}	35,80 kN
Y _{S2,PLINTO}	0,40 m

H _{media(spalla)}	2,54 m
B _{terreno imbarcato}	3,65 m
θ	0 °
X _{G,terreno imbarcato MONTE}	1,825 m
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	1,87 m
X _{G,PALIFICATA}	2,85 m
<u>Paraghiaia</u>	
L _{PARAGHIAIA}	5,83 m
H _{PARAGHIAIA}	1,34 m
S _{1,PARAGHIAIA}	0,00 kN
Y _{S1,PARAGHIAIA}	1,87 m
S _{2,PARAGHIAIA}	53,52 kN
Y _{S2,PARAGHIAIA}	1,65 m
<u>Plinto</u>	
N _{PARAMENTI}	1 -
L _{PARAMENTI}	5,83 m
L _{SPINTA,PLINTO}	5,83 m
H _{PARAMENTI}	1,2 m
S _{1,PARAMENTI}	95,86 kN
Y _{S1,PARAMENTI}	0,60 m
S _{2,PARAMENTI}	42,92 kN
Y _{S2,PARAMENTI}	0,40 m

INTRADOSSO FONDAZIONE

F _{YSPINTA}	160,39 kN	F _{YSPINTA}	192,31 kN
M _{ZSPINTA}	135,80 kNm	M _{ZSPINTA}	162,82 kNm
F _{Xterreno imbarcato}	570,29 kN	F _{Xterreno imbarcato}	570,29 kN
M _{Zterreno imbarcato}	-584,55 kNm	M _{Zterreno imbarcato}	-584,55 kNm
L _{SPALLA}	5,83 m	L _{SPALLA}	5,83 m
F _{YSPINTA/metro}	27,51 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	32,99 kN/m
M _{ZSPINTA/metro}	23,29 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	27,93 kNm/m
F _{Xterreno imbarcato/metro}	97,82 kN/m	F _{Xterreno imbarcato/metro}	97,82 kN/m
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-100,27 kNm/m	M _{Zterreno imbarcato/metro}	-100,27 kNm/m

PARAGHIAIA

F _{YSPINTA}	44,64 kN	F _{YSPINTA}	53,52 kN
M _{ZSPINTA}	19,94 kNm	M _{ZSPINTA}	23,91 kNm
L _{SPALLA}	5,83 m	L _{SPALLA}	5,83 m
F _{YSPINTA/metro}	7,66 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	9,18 kN/m

$M_{Z_{SPINTA}}/\text{metro}$	3,42 kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}}/\text{metro}$	4,10 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
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,36 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,36 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	23,84 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	23,84 m
H_{CORREA}	0 m	H_{CORREA}	0 m
L_{CORREA}	23,84 m	L_{CORREA}	23,84 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1	$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	2,47 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	2,47 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	23,84 m	$L_{\text{PARAMENTO}}$	23,84 m
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	0,7 m	H_{PLINTO}	0,7 m
L_{PLINTO}	23,84 m	L_{PLINTO}	23,84 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	0,6 m	$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	0,6 m
L_{SPALLA}	23,84 m	L_{SPALLA}	23,84 m
H_{SPALLA}	4,53 m	H_{SPALLA}	6,00 m

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	585,31 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	741,80 kN
$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	286,08 kN		$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	286,08 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	24,55 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	31,12 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	55,61 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	70,48 kNm
$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	12,00 kN/m		$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	12,00 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	-11,40 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	-11,40 kNm/m

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	175,72 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	222,70 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	7,37 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	9,34 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	5,01 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}/\text{metro}$	6,35 kNm

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	494,87 kN	PARAMENTO	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	627,17 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	20,76 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	26,31 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	39,75 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	50,38 kNm

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

M1			M2	
k_a	0,271		k_a	0,343
q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²		q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,34 m		$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,34 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	5,83 m		$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	5,83 m
H_{CORREA}	0 m		H_{CORREA}	0 m
L_{CORREA}	5,83 m		L_{CORREA}	5,83 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1		$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	0 m		$H_{\text{PARAMENTO}}$	0 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	5,83 m		$L_{\text{PARAMENTO}}$	5,83 m
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1,2 m		H_{PLINTO}	1,2 m
L_{PLINTO}	5,83 m		L_{PLINTO}	5,83 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3,65 m		$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3,65 m
L_{SPALLA}	5,83 m		L_{SPALLA}	5,83 m
H_{SPALLA}	2,54 m		H_{SPALLA}	6,00 m
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	80,26 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	101,72 kN
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	425,59 kN		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	425,59 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	13,77 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	17,45 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	17,48 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	22,16 kNm
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	73,00 kN/m		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	73,00 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-74,83 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-74,83 kNm/m
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	42,34 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	53,66 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	7,26 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	9,20 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	4,87 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	6,17 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	2,537
T_c^*	0,279 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1,61
S	1,61
C_c	2,37
T_B	0,22
T_C	0,66
T_D	1,68

Massa	221996,33 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	726,81 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	1,61 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	1170,16 kNm	
L_{SPALLA}	23,84 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	30,49 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	49,08 kNm/m	

Massa	33050,36 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	108,21 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0,68 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	73,58 kNm	
L_{SPALLA}	23,84 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	4,54 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	3,09 kNm/m	

Massa paraghiaia	33050,36 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	97814,48 kg	
$F_{Y_{SISMICA}}$	428,45 kN	
$y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	3,15 m	
$y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	1,37 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	779,58 kNm	
L_{SPALLA}	23,84 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	17,97 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	32,70 kNm/m	

Tabella 3-12 – Inerzia sismica - Spalla esistente

Massa	91758,61 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	300,42 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0,70 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	210,29 kNm	
L_{SPALLA}	5,83 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	51,53 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	36,07 kNm/m	
Massa	7963,51 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	26,07 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0,67 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	17,47 kNm	
L_{SPALLA}	5,83 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	4,47 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	3,00 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 3-13 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla esistente

Massa terreno imbarcato	111690,76 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	365,67 kN	
y_G	1,97 m	
$M_{SISMICA}$	720,37 kNm	
L_{SPALLA}	23,84 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	15,34 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	30,22 kNm/m	
Massa terreno imbarcato	111690,76 kg	BASE PARAMENTO
$F_{SISMICA}$	365,67 kN	
y_G	1,27 m	
$M_{SISMICA}$	464,40 kNm	
L_{SPALLA}	23,84 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	15,34 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	19,48 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	10576,11 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	34,63 kN	
Y_G	0,68 m	
$M_{SISMICA}$	23,55 kNm	
L_{SPALLA}	23,84 m	
$F_{y_{SISMICA}}/metro$	1,45 kN/m	
$M_{z_{SISMICA}}/metro$	0,99 kNm/m	

Tabella 3-14 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla di ampliamento

Massa terreno imbarcato	58133,60 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	190,33 kN	
Y_G	1,87 m	
$M_{SISMICA}$	355,91 kNm	
L_{SPALLA}	5,83 m	
$F_{y_{SISMICA}}/metro$	32,65 kN/m	
$M_{z_{SISMICA}}/metro$	61,05 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	58133,60 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	190,33 kN	
Y_G	0,67 m	
$M_{SISMICA}$	127,52 kNm	
L_{SPALLA}	5,83 m	
$F_{y_{SISMICA}}/metro$	32,65 kN/m	
$M_{z_{SISMICA}}/metro$	21,87 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

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

Tabella 3-15 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

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

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE SISTENTI

	M1	M2
$H_{\text{media(spalla)}}$	4,53 m	$H_{\text{media(spalla)}}$ 4,53 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	111,45 kN	S_e 136,25 kN
S_a	55,61 kN/m	S_a 70,48 kN/m
ΔS	55,84 kN/m	ΔS 65,77 kN/m
$q_{\Delta S}$	12,33 kN/m/m	$q_{\Delta S}$ 14,52 kN/m/m

Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	23,84 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,36 m
$\Delta S_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	399,68 kN

Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	23,84 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,36 m
$S_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	470,74 kN

$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	3,85 m	$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	3,85 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
$N_{PARAMENTO}$	1	$N_{PARAMENTO}$	1
$L_{PARAMENTO}$	23,8 m	$L_{PARAMENTO}$	23,84 m
$H_{PARAMENTO}$	2,47 m	$H_{PARAMENTO}$	2,47 m
$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	725,89 kN	$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	854,95 kN
$Y_{Se,PARAMENTO}$	1,935 m	$Y_{Se,PARAMENTO}$	1,935 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	23,8 m	L_{PLINTO}	23,84 m
H_{PLINTO}	0,7 m	H_{PLINTO}	0,7 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	205,72 kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	242,29 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0,35 m	$Y_{Se,PLINTO}$	0,35 m

$Fy_{\Delta Se}$	1331,29 kN	INTRAD. FONDAZ.	$Fy_{\Delta Se}$	1567,99 kN
$Mz_{\Delta Se}$	3015,37 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	3551,50 kNm
L_{SPALLA}	23,84 m		L_{SPALLA}	23,84 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	55,84 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	65,77 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	126,48 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	148,97 kNm/m

$Fy_{\Delta Se}$	399,68 kN	PARAGHIAIA	$Fy_{\Delta Se}$	470,74 kN
$Mz_{\Delta Se}$	271,78 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	320,11 kNm
L_{SPALLA}	23,84 m		L_{SPALLA}	23,84 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	16,77 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	19,75 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	11,40 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	13,43 kNm/m

$Fy_{\Delta Se}$	1125,57 kN	PARAMENTO	$Fy_{\Delta Se}$	1325,70 kN
$Mz_{\Delta Se}$	2155,47 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	2538,71 kNm
L_{SPALLA}	23,84 m		L_{SPALLA}	23,84 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	47,21 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	55,61 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	90,41 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	106,49 kNm/m

Tabella 3-16 - Sovrappinta sismica - Spalla in ampliamento

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

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE AMPLIAMENTOI				
M1		M2		
$H_{media(spalla)}$	2,54 m	$H_{media(spalla)}$	2,54 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	35,04 kN	S_e	42,84 kN	
S_a	17,48 kN/m	S_a	22,16 kN/m	
ΔS	17,56 kN/m	ΔS	20,68 kN/m	
$q_{\Delta S}$	6,91 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	8,14 kN/m/m	
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>		
$L_{PARAGHIAIA}$	5,83 m	$L_{PARAGHIAIA}$	5,83 m	
$H_{PARAGHIAIA}$	1,34 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,34 m	
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	54,00 kN	$S_{e,PARAGHIAIA}$	63,60 kN	
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	1,87 m	$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	1,87 m	
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>		
N_{PLINTO}	1 -	N_{PLINTO}	1 -	
L_{PLINTO}	5,8 m	L_{PLINTO}	5,83 m	
H_{PLINTO}	1,2 m	H_{PLINTO}	1,2 m	
$\Delta S_{e,PLINTO}$	48,36 kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	56,95 kN	
$Y_{Se,PLINTO}$	0,6 m	$Y_{Se,PLINTO}$	0,6 m	
$F_{Y_{\Delta Se}}$	102,35 kN	INTRAD. FONDAZ.	$F_{Y_{\Delta Se}}$	120,55 kN
$M_{Z_{\Delta Se}}$	129,99 kNm		$M_{Z_{\Delta Se}}$	153,10 kNm
L_{SPALLA}	5,83 m		L_{SPALLA}	5,83 m
$F_{Y_{\Delta Se}/metro}$	17,56 kN/m		$F_{Y_{\Delta Se}/metro}$	20,68 kN/m
$M_{Z_{\Delta Se}/metro}$	22,30 kNm/m		$M_{Z_{\Delta Se}/metro}$	26,26 kNm/m
$F_{Y_{\Delta Se}}$	54,00 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y_{\Delta Se}}$	63,60 kN
$M_{Z_{\Delta Se}}$	36,18 kNm		$M_{Z_{\Delta Se}}$	42,61 kNm

L _{SPALLA}	5,83 m		L _{SPALLA}	5,83 m
F _{yΔSe/metro}	9,26 kN/m		F _{yΔSe/metro}	10,91 kN/m
M _{zΔSe/metro}	6,21 kNm/m		M _{zΔSe/metro}	7,31 kNm/m

Cautelativamente non si valuta una sovraspinta sismica di valle.

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

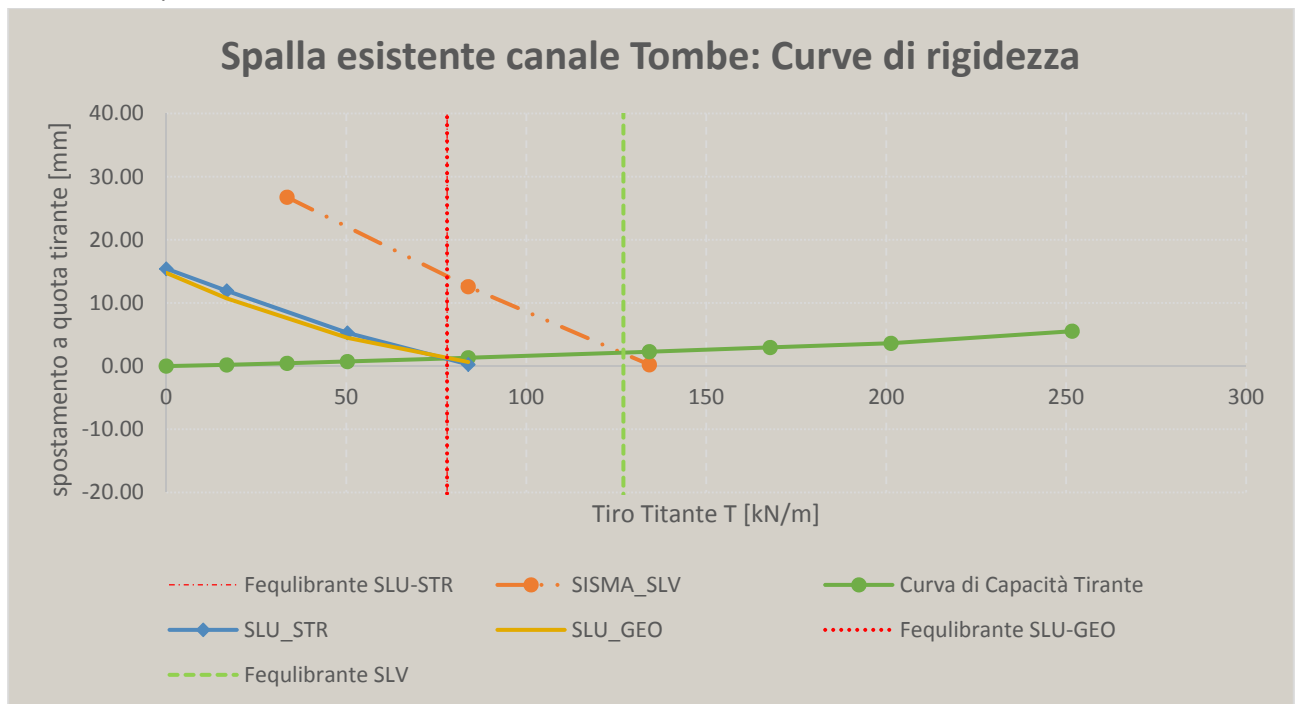
$$Fh_INERZIA = massa [kg] \times ag [m/s^2] \times S [-]$$

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-STR} = 465 kN /5,96 m	78 kN/m
N _{SLU-GEO} = 465 kN/5,96 m	78 kN/m
N _{SLV} = 757 kN/5,96 m	127 kN/m

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

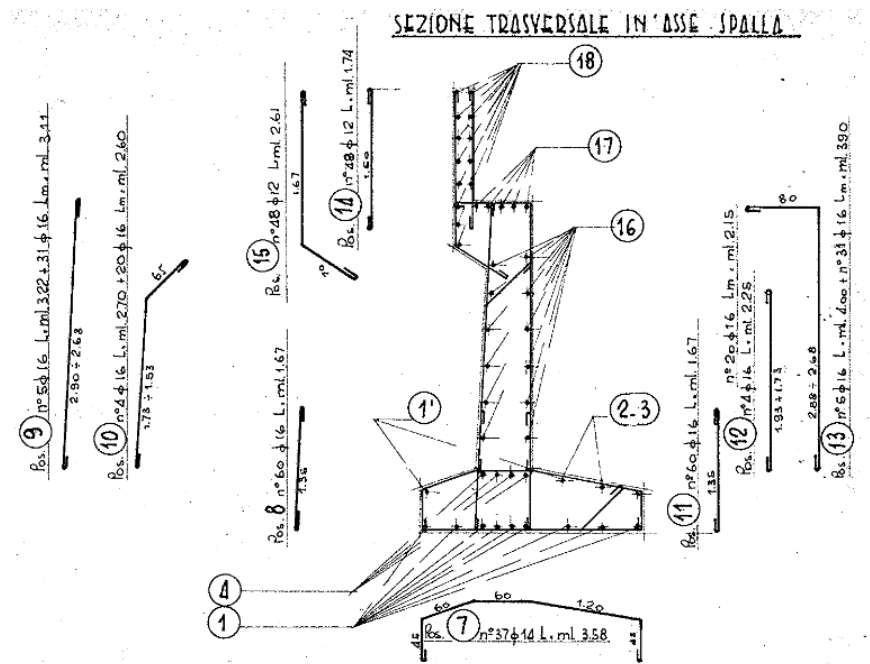
Sezione di verifica alla base

1.00 m x 0.60 m

Armatura longitudinale

60 Ø16 su 11.92 m,

che equivalgono a 5Ø16 al metro



5.1.1 Sollecitazioni

Di seguito i massimi valori di sollecitazione ricavati dagli involuipi.

COMBO SLU-STR					
Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
419,61	35,16	-4,76	-	-	-

COMBO SLV					
Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
211,31	45,82	-24,34	-	-	-

5.1.2 Verifica a pressoflessione

Titolo: SCOLOTOMBE PARAMENTO

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	3
			2	10,05	57

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

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Materiali

B450C **C25/30**

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} ‰
 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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	420	-5
2	212	-25

Aggiunge

Valori Infittisci punti

SCOLOTOMBE PARAMENTO

Verifica soddisfatta.

5.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	45,82	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	211,3	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	245	N/mm ²
b_w	100	cm
d	57,00	cm
A_{sl}	10,05	cm ²
c	3,00	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	213,043	N/mm ²
σ_{cp}	0,3528	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	208,744	kN

Verifica soddisfatta.

5.2 Paraghiaia

Sezione di verifica alla base

1.00 m x 0.19 m

Armatura Longitudinale, sup. e inf.

4Ø12 al metro

Alle armature esistenti si aggiungono degli inghisaggi con barre ad aderenza migliorata Ø20/50.

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
18,36	16,72	9,83	-	-	-

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
13,60	27,77	17,75	-	-	-

5.2.2 Verifica a pressoflessione

Titolo: SCOLOTOMBE PARAGHIAIA

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	19

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	3
2	4,52	16
3	6,28	11

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

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

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

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

Verifica soddisfatta.

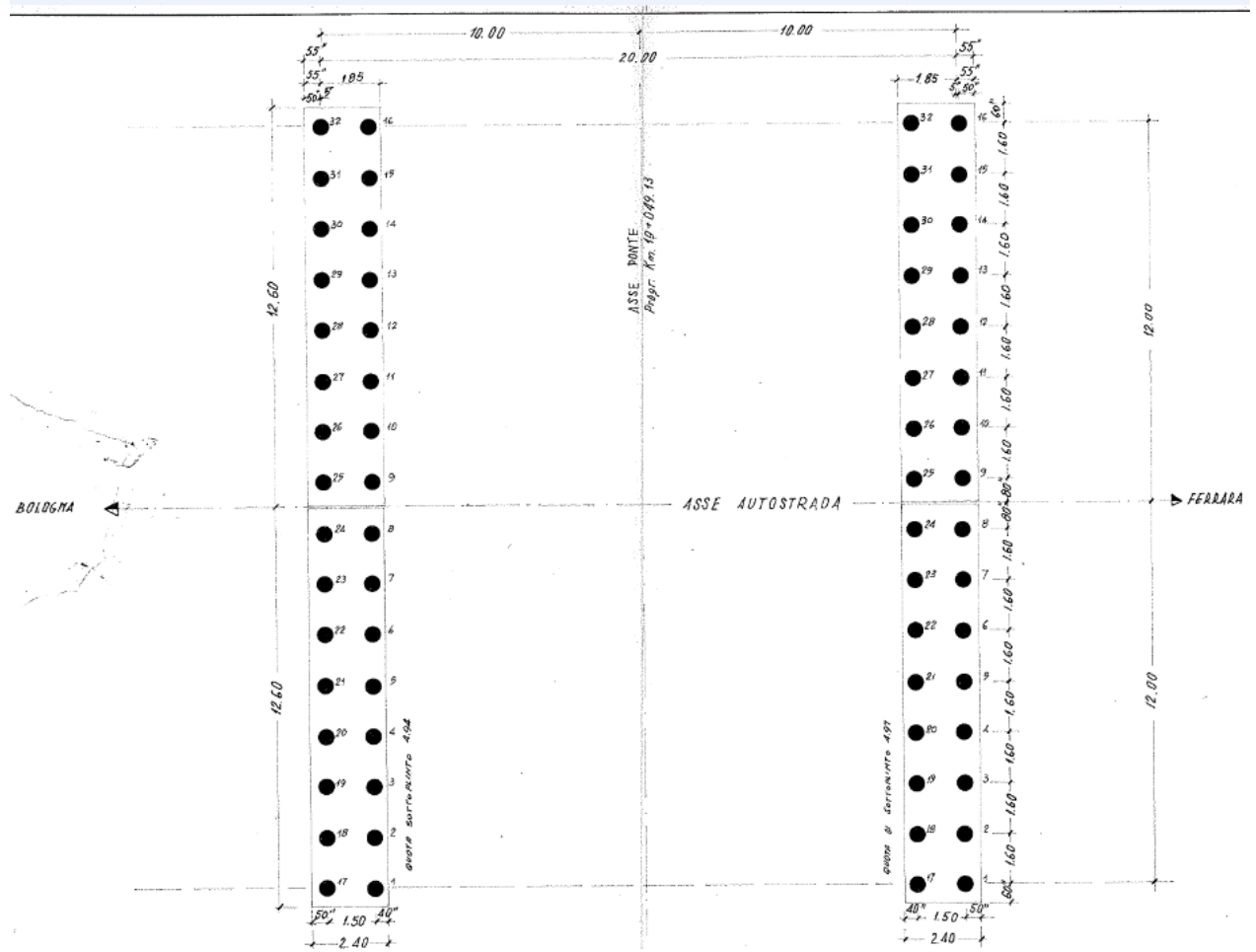
5.2.3 Verifica a taglio

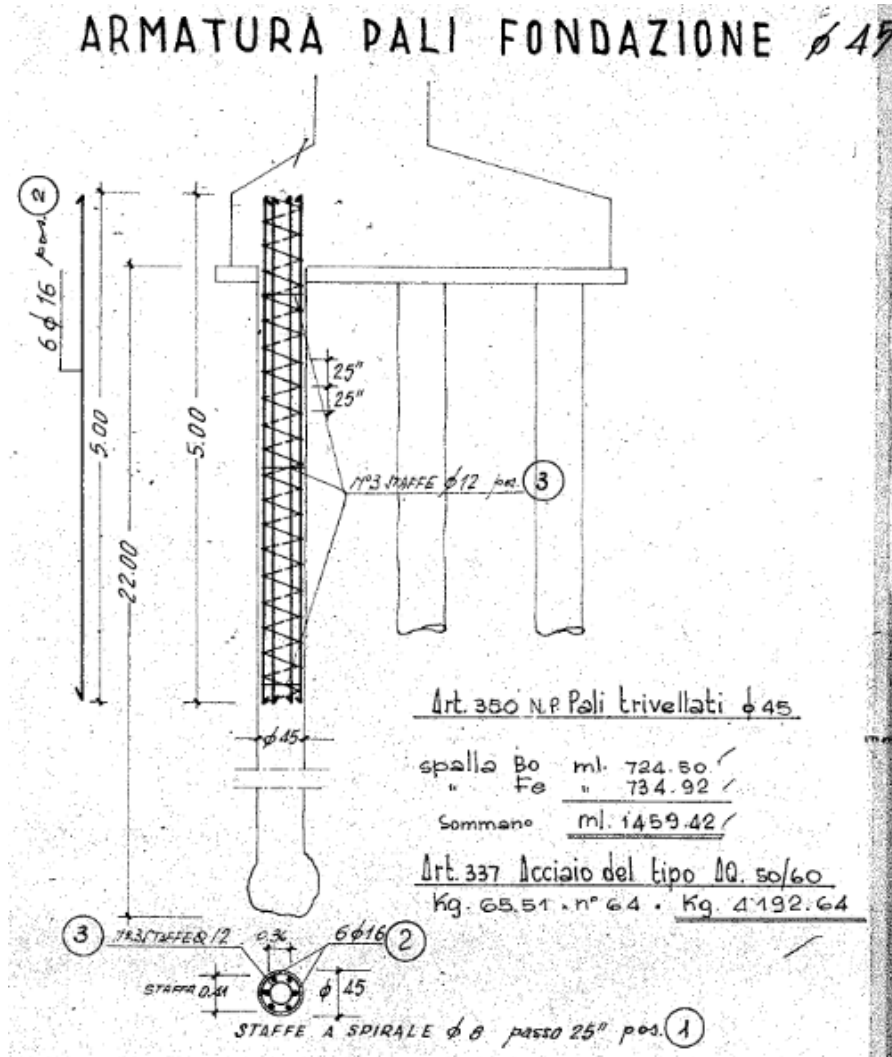
V_{sdu}	27	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	13,0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	245	N/mm ²
b_w	100	cm
d	19,00	cm
A_{sl}	4,52	cm ²
c	3,00	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	213,043	N/mm ²
σ_{cp}	0,0592	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	84,305	kN
$V_{Rd,min}$	95,733	kN

Verifica soddisfatta.

5.3 Pali spalla esistente

I pali sono armati con 6Φ16 in senso longitudinale e staffe a spirale Φ8/25.





- Øest 45 cm
- Øint 36 cm
- As, long 6Ø16
- As, trasv Ø8/25

5.3.1 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
7294	735	-1290	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
4074	988	156			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5603	657	-988			

Le sollecitazioni sono state calcolate per l'area relativa ad un solo impalcato, L=12.60m.
Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
480	431	46	62

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
371	138	62	78

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
339	312	41	52

5.3.2 Verifica a pressoflessione

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]
 Raggio interno [cm]
 N° barre uguali
 Diametro barre [cm]
 Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

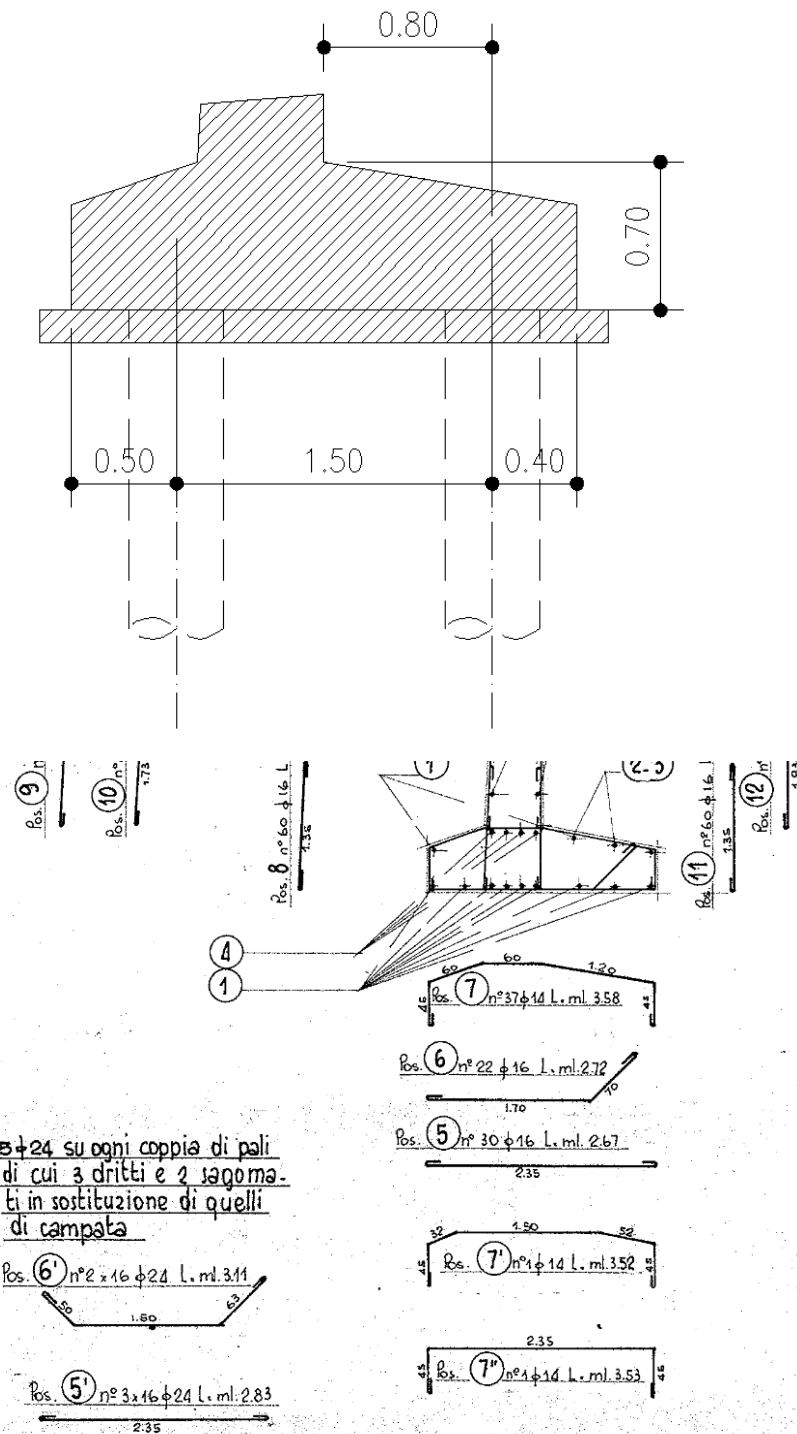
Verifica soddisfatta.

5.3.3 Verifica a taglio

V _{sdu}	62	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	138	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	28,09	cm
d	26,09	cm
Asl	12,0576	cm ²
c	2,00	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}	1,2196	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V _{Rd}	77,002	kN

Verifica soddisfatta.

5.4 Piede di fondazione



Superficie di verifica 1.60 m x 0.70 m
 As,long sup 3Ø14
 As,long inf 4Ø16 + 5Ø24

Si esegue la verifica nella sezione corrispondente all'interasse fra i pali.

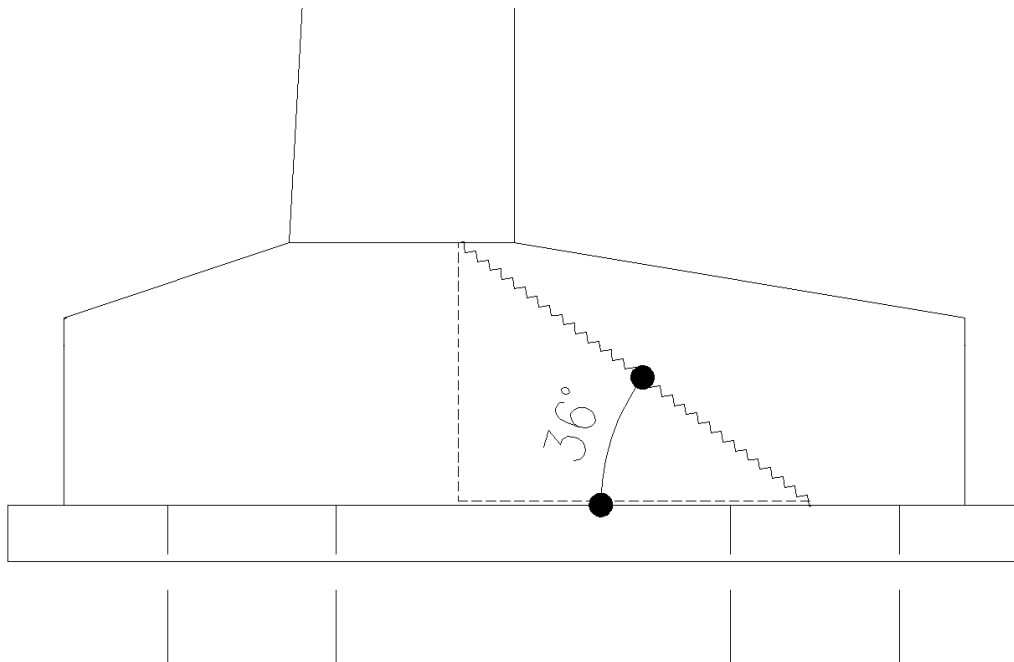
5.4.1 Sollecitazioni

Si esegue la verifica del piede di fondazione considerando lo sbalzo con luce maggiore.

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

5.4.2 Verifica

Per la verifica del piede si adotta il metodo tirante-puntone, in quanto l'elemento può essere assimilato ad una mensola tozza.



Lo sforzo normale massimo sul palo vale 480 kN.

Pertanto, la forza di trazione sulle barre di armatura è pari a $T_{sd} = 480 \text{ kN} / \tan(36^\circ) = 661 \text{ kN}$.

La verifica si ritiene soddisfatta essendo la resistenza dell'armatura adottata pari a:

$$T_{rd} = f_{yd} * A_s = 213 \text{ MPa} * 3669 \text{ mm}^2 = 781 \text{ kN}.$$

5.5 Tirante a tergo spalla

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

-tiro di congruenza per la combinazione statica (SLU): 465 kN per cavalletto

-tiro di congruenza per la combinazione sismica(SLV): 757 kN per cavalletto

Azioni assiali resistenti del tirante:

$$N_{t,Rd} = A_s \times f_{yd} = 3 \times 3\phi 26 \times 391.3 \text{ MPa} = 3186 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 1\,246.7 \text{ kN}$$

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".

Tali sollecitazioni sono assorbite dall'armatura orizzontale presente nella spalla e in questo particolare caso la sezione resistente coincide con la trave di testa.

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).

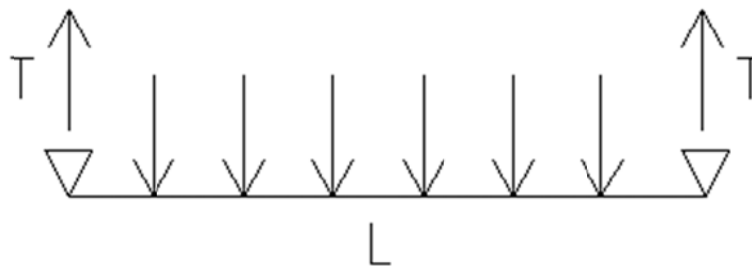


Figura 5-1 - Schema statico della trave equivalente alla spalla sul piano orizzontale

Lo schema statico della trave equivalente tiene conto della mutua distanza tra i tiranti $L = 9.05 \text{ m}$.

L'azione di trazione massima nel tirante vale:

$$T_{SLV} = 757 \text{ kN}$$

Applicando un carico q distribuito sulla trave pari al tiro del tirante sull'interasse fra i tiranti:

$$q = T / i = 757 \text{ kN} / 5.96 \text{ m} = 127 \text{ kN/m.}$$

si ottiene un momento sollecitante pari a:

$$M = q \times L^2 / 8 = 1300 \text{ kN m.}$$

La sezione resistente della spalla nel piano trasversale risulta essere formata sia dal cordolo di nuova costruzione che dalla porzione di spalla esistente adiacente allo stesso. L'armatura longitudinale del cordolo, avente sezione $15 \times 80 \text{ cm}$, verrà realizzata con $11\phi 26$ e con inghisaggi con funzione di staffe $\phi 20/30$ a due braccia.

5.6.1 Verifica a pressoflessione

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 del cordolo di nuova realizzazione. La sezione verificata ha dimensioni 80x75cm.

N* figure elementari <input type="text" value="1"/> <input type="button" value="Zoom"/>			N* strati barre <input type="text" value="1"/> <input type="button" value="Zoom"/>		
N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	80	75	1	58,40	70

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

Materiali

B450C	C25/30
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="14,17"/> ‰
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"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9,75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0,6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1,829"/>

M_{xRd} 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.

L₀ cm

Precompresso

Verifica soddisfatta.

5.6.2 Verifica a taglio

La verifica viene effettuata sulla sola sezione del cordolo nuovo.

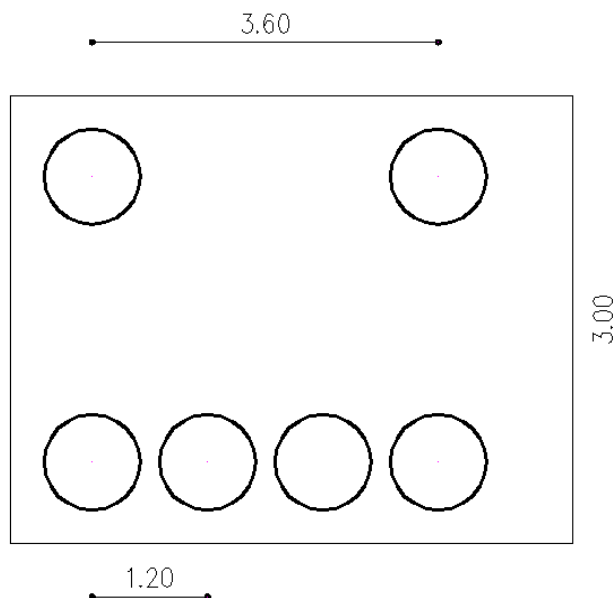
V_{sdu}	757	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	80	cm
d	70,00	cm
A_{sl}	58,4	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
A_{sw}	6,28	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	14,167	N/mm 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 con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	1230,971	kN
V_{Rsd}	967,667	kN
V_{Rd}	967,667	kN

Verifica soddisfatta.

6 Verifica spalla ampliamento

6.1 Pali spalla ampliamento

I pali ($\varnothing 1000$) sono armati con 24 $\varnothing 24$ in senso longitudinale e staffe a spirale $\varnothing 12/10$ nel primo metro e $\varnothing 12/20$ per la lunghezza restante.



6.1.1 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
5020	883	3157	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
2388	1060	1782			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
3918	785	2644			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
1170	162	147	149

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
673	-152	177	253

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
944	71	131	141

6.1.2 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}: -152 kN
 M_{xEd}: 253 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

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

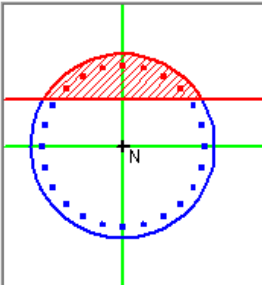
Precompresso

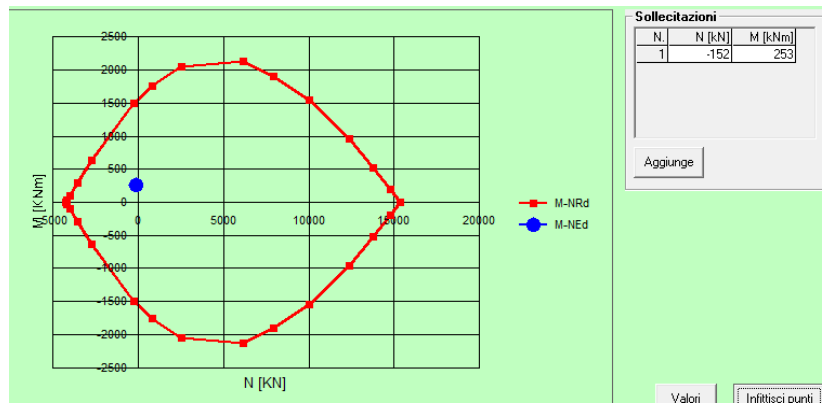
Materiali

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 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 1.529 kNm
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.864 ‰
 d: 94 cm
 x: 24.62 x/d: 0.2619
 δ: 0.7674





Verifica soddisfatta.

6.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	177	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-152	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	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	108,57	cm ²
c	6,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	15,42	gradi
$ctg\theta$	3,62	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
Asw	2,26	cm ²
passo staffe	20	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}	-0,2732	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	813,751	kN
V_{Rsd}	813,751	kN
V_{Rd}	813,751	kN

Verifica soddisfatta.

7 Ritegni sismici

7.1 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 dalla campata dell'impalcato.

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

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

In base a quanto indicato in § 3.1.1.5, l'azione sismica totale sul ritegno risulta:

$$\begin{aligned}
 F_{LONG,tot} &= \Sigma (m_{imp,i} \times a_g \times S) = \\
 &= (2 \times 569\,827 \text{ kg}) \times 2.03 \text{ m/s}^2 \times 1.61 = \dots\dots\dots 3725 \text{ kN} \\
 b_{PARAGH_RICOSTR+NUOVO} [m] &\dots\dots\dots 20.8 \text{ m} \\
 F_{LONG,EFF} &= 3725 \text{ kN} / 20.8 \text{ m} = \dots\dots\dots 180 \text{ kN/m} \\
 M_{LONG,EFF} &= F_{LONG,EFF} \times h_{RIT} = 180 \text{ kN/m} \times 0.16 \text{ m} = \dots\dots\dots 30 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Superficie di verifica} &\dots\dots\dots (1.00 \text{ m}) \times 0.34 \text{ m} \\
 A_{s,long \text{ sup}} &\dots\dots\dots 4\emptyset 26/m = 21.24 \text{ cm}^2/m \\
 A_{s,long \text{ inf}} &\dots\dots\dots 4\emptyset 26/m = 21.24 \text{ cm}^2/m \\
 A_{s,trasv} &\dots\dots\dots \emptyset 10/20 (2 \text{ br.})
 \end{aligned}$$

7.1.1 Verifica a flessione

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	34

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	3
2	21.24	31

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

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} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 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 w/d
 δ

N° rett.

Calcola MRd

L_0 cm

Precompresso

Verifica soddisfatta.

7.1.2 Verifica a taglio

V_{sdu}	180	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0,0	kN
R_{ck}	45	N/mm²
f_{ck}	35	N/mm²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm²
bw	100	cm
d	31,00	cm
Asl	21,24	cm²
c	3,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
ctg θ	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
Asw	1,57	cm²

passo staffe	20	cm
f_{cd}	19,833	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 con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	954,002	kN
V_{Rsd}	214,269	kN
V_{Rd}	214,269	kN

Verifica soddisfatta.

7.2 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.

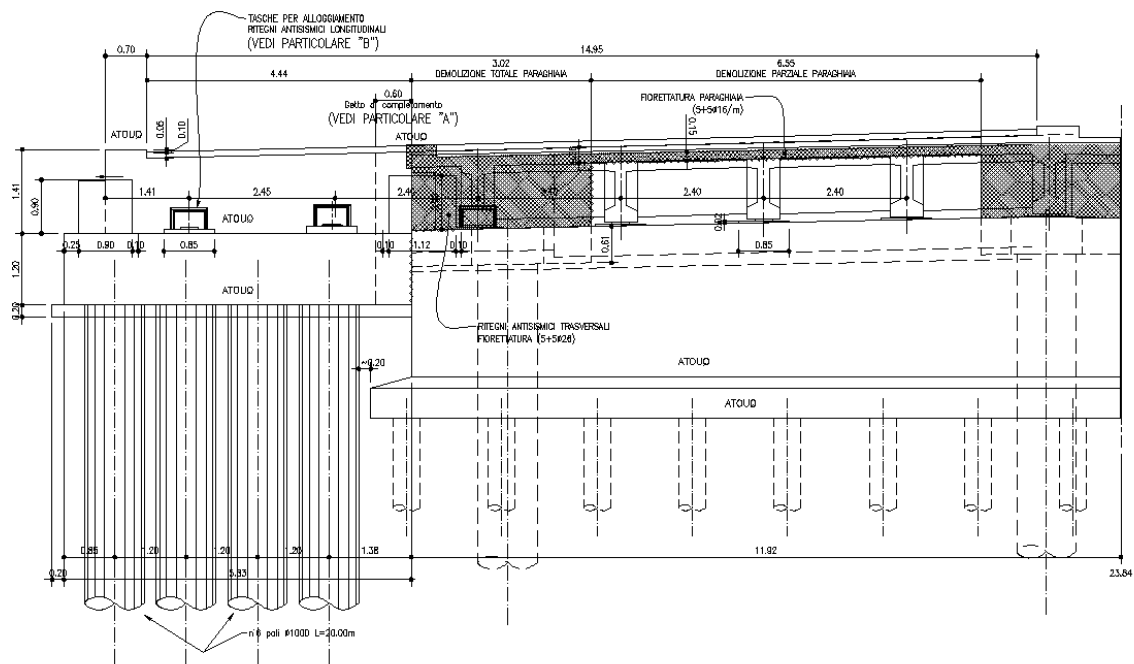


Figura 7-1 – Semi Prospetto spalla con notazione ritegni trasversali

7.2.1 Sollecitazioni

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

I calcoli sono riferiti ad un solo impalcato.

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

$$F_{\text{TRASV,tot}} = 569\,827 \text{ kg} \times 2.03 \text{ m/s}^2 \times 1.61 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 931.18 \text{ kN}$$

$$\text{Superficie di verifica} \dots\dots\dots 0.90 \text{ m} \times 0.90 \text{ m}$$

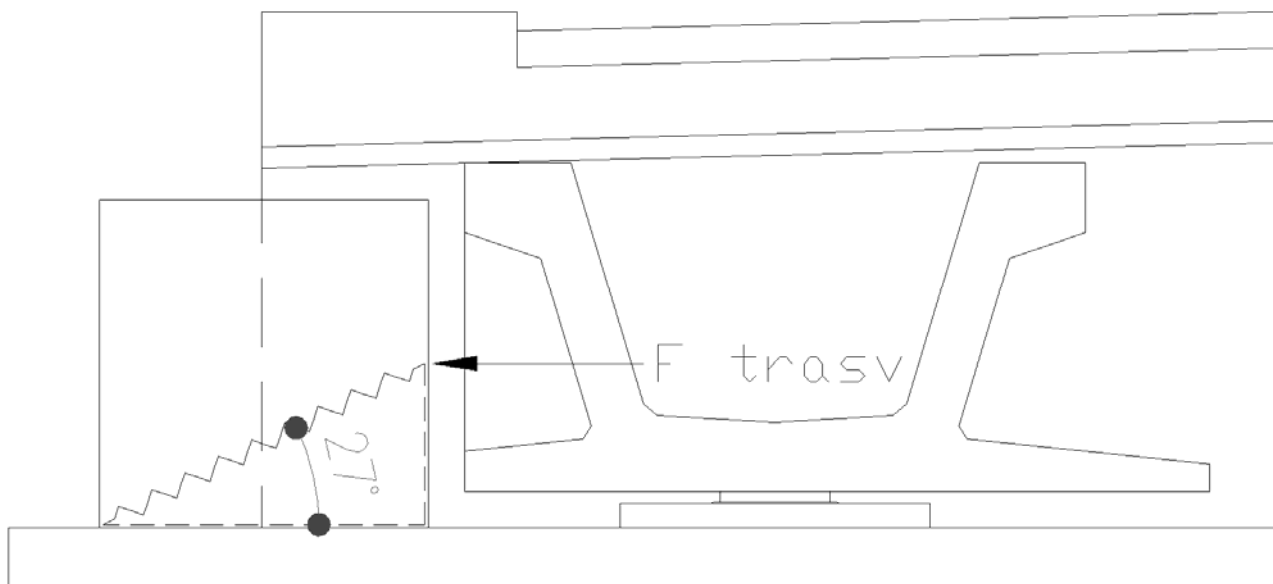
$$\text{As, long} \dots\dots\dots 3+3\varnothing 26 = 2 \times 15.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{As, trasv} \dots\dots\dots \varnothing 10/20 (2 \text{ bracci})$$

7.2.2 Verifica

Si considera come resistente solo il ritegno sismico di dimensione minore.

L'elemento risulta essere tozzo, quindi si applica il metodo tirante puntone.



La forza sull'elemento teso sarà $F_{\text{sd}} = 931.18 \text{ kN} \times \tan(27^\circ) = 474 \text{ kN}$.

La forza resistente vale $F_{\text{rd}} = 15.93 \text{ cm}^2 \times 391 \text{ MPa} = 622 \text{ kN}$.

8 Spostamenti

8.1 Perdita d'appoggio

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

$$\delta_{\text{varchi}} = \dots\dots\dots 40 \text{ mm}$$
$$B \text{ appoggio singolo} \dots\dots\dots 560 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

8.2 Escursioni termiche

In base a quanto riportato nei paragrafi precedenti, si ottiene:

$$\delta_{\text{term}} = 6.37 \text{ mm} - (-4.38 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 10.75 \text{ mm}$$