

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°61 – AMPLIAMENTO PONTE SUL CANALE EMILIANO-ROMAGNOLO PK. 11+292

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	0001	P	D	00	0000	000000	000000	0	STR	0036	--	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 sul Canale Emiliano Romagnolo

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>	24
4	COMBINAZIONI DI CARICO	45
5	VERIFICA SPALLA ESISTENTE	47
5.1	PARAMENTO.....	47
5.1.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	47
5.1.2	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	48
5.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	49
5.2	PARAGHIAIA (NON RINFORZATO).....	49
5.2.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	49
5.2.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	50
5.2.3	<i>Verifica a taglio</i>	51
5.3	PALI SPALLA ESISTENTE.....	52
5.3.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	53
5.3.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	53
5.3.3	<i>Verifica a taglio</i>	54
5.4	PIEDE DI FONDAZIONE.....	55
5.4.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	55
5.4.2	<i>Verifica tirante puntone</i>	55

5.5	TIRANTE A TERGO SPALLA	56
5.6	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	56
5.6.1	Verifica a flessione	57
5.6.2	Verifica a taglio	58
6	VERIFICA SPALLA DI AMPLIAMENTO	59
6.1	PALI SPALLA NORD	59
6.1.1	Sollecitazioni.....	59
6.1.2	Verifica a pressoflessione.....	60
6.1.3	Verifica a taglio	61
6.1	PALI SPALLA SUD	62
6.1.1	Sollecitazioni.....	62
6.1.2	Verifica a pressoflessione.....	63
6.1.3	Verifica a taglio	64
7	RITEGNI SISMICI	65
7.1	RITEGNO LONGITUDINALE	65
7.1.1	Verifica a pressoflessione.....	66
7.1.2	Verifica a taglio	66
7.2	RITEGNI TRASVERSALI	67
7.2.1	Sollecitazioni.....	68
7.2.2	Verifica a tirante puntone	68
8	SPOSTAMENTI	69
8.1	PERDITA D'APPOGGIO	69
8.2	ESCURSIONI TERMICHE.....	69

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alle sottostrutture dell'ampliamento del ponte sul canale Emiliano-Romagnolo sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 11+292.

1.1 *Descrizione generale dell'opera*

1.1.1 Schema statico e schema di vincolo

Lo schema statico vede la presenza di un'unica 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 vengono trasferite 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 passanti collegate da una trave di testa e fondate su pali tipo Franki Ø460 mm.

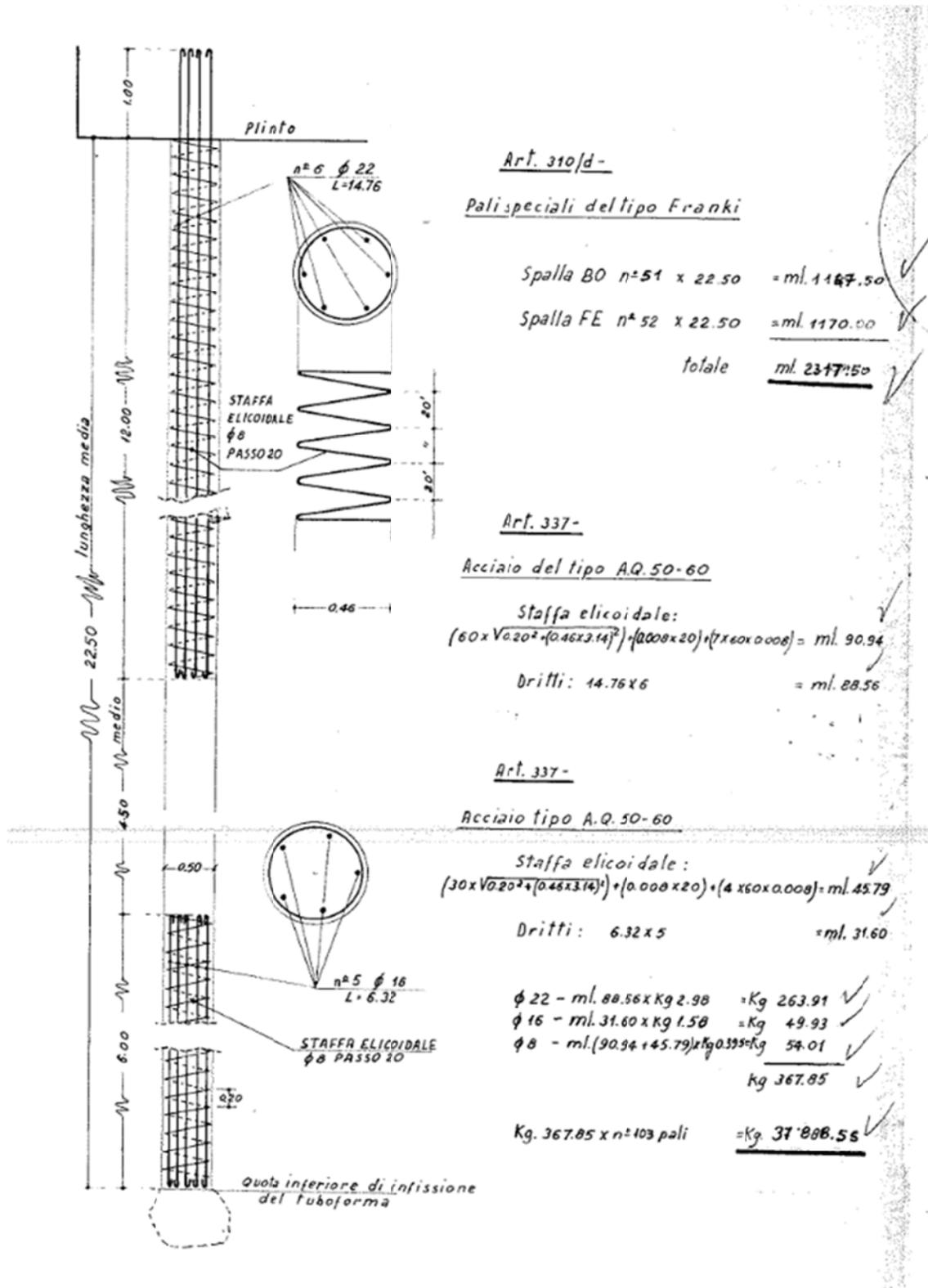


Figura 1-1 - Palo esistente tipo Franki

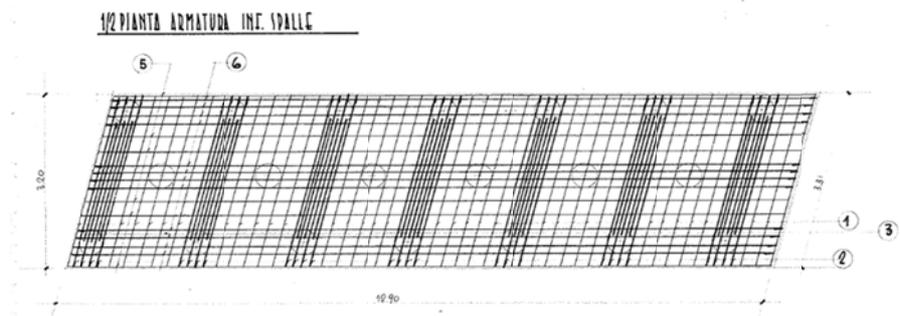
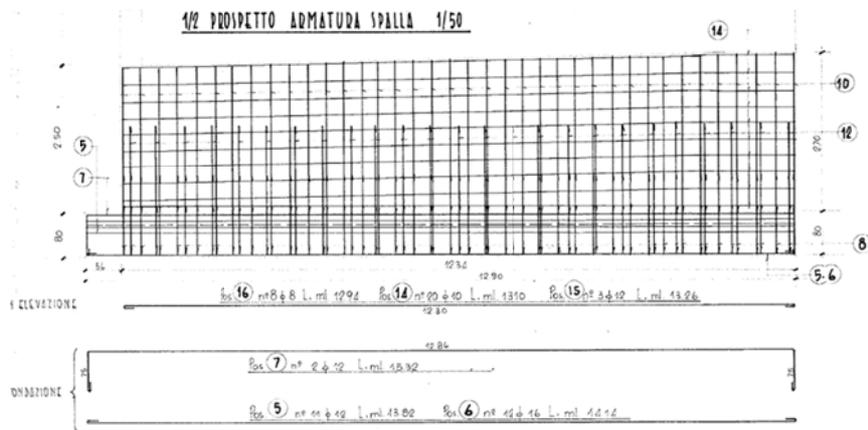
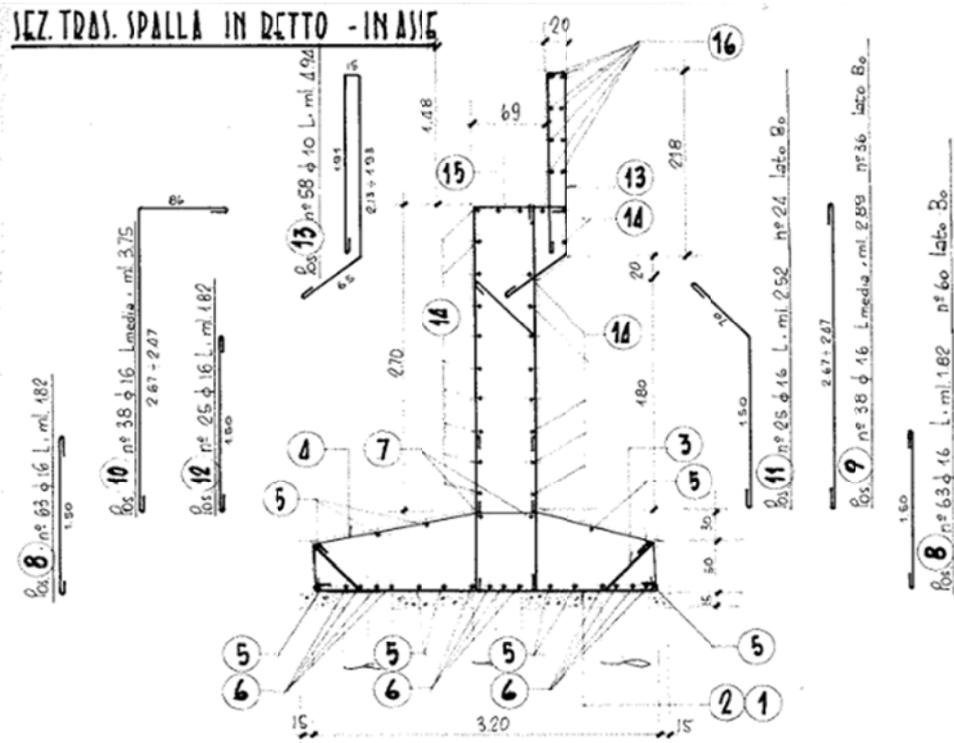


Figura 1-2 - Armatura spalla esistente

Le caratteristiche geometriche delle spalle esistenti impiegate nel presente calcolo sono riportate in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

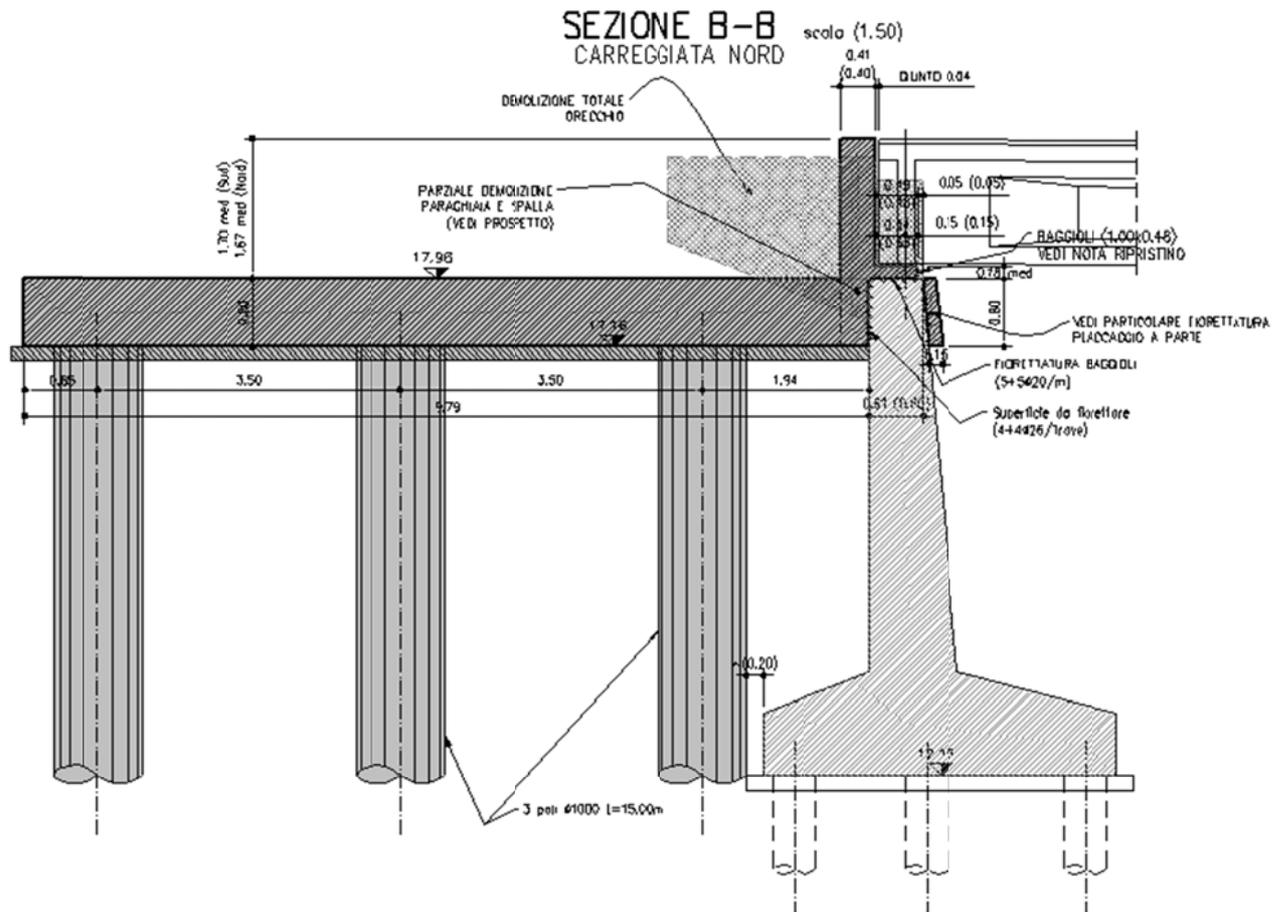


Figura 1-3 - Sezione spalla esistente e tirante a tergo

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 (ma in questo caso alla trave di collegamento in testa) posizionandone l'estradosso alla quota del piano appoggi e saranno vincolati a 3 pali $\varnothing 1000$ a tergo delle spalle esistenti.

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.

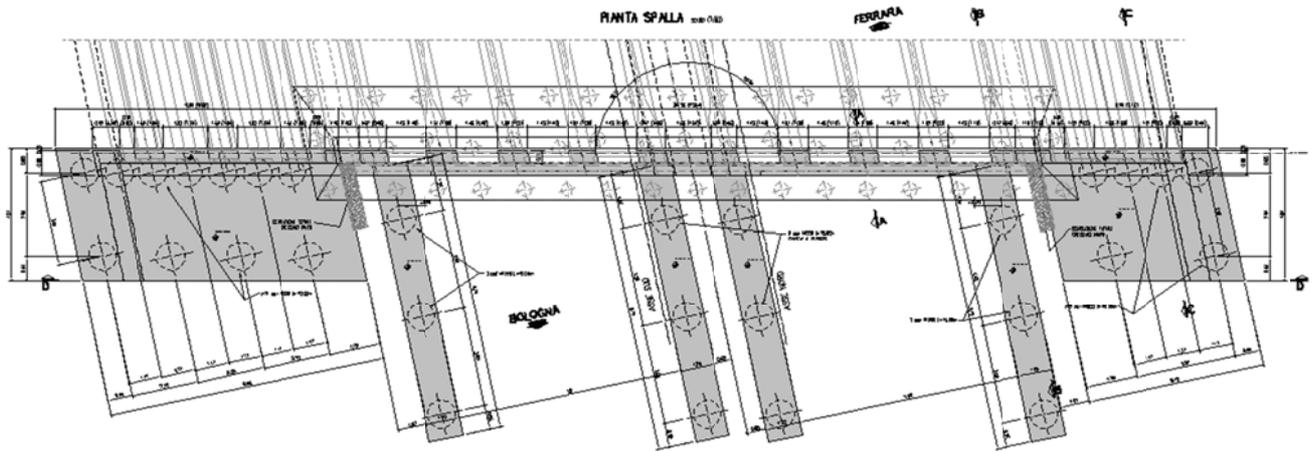


Figura 1-4 - Planimetria spalla esistente ed in ampliamento

Le spalle in ampliamento saranno realizzate in c.a. e fondate su pali Ø1000 ad una quota superiore rispetto alle esistenti .

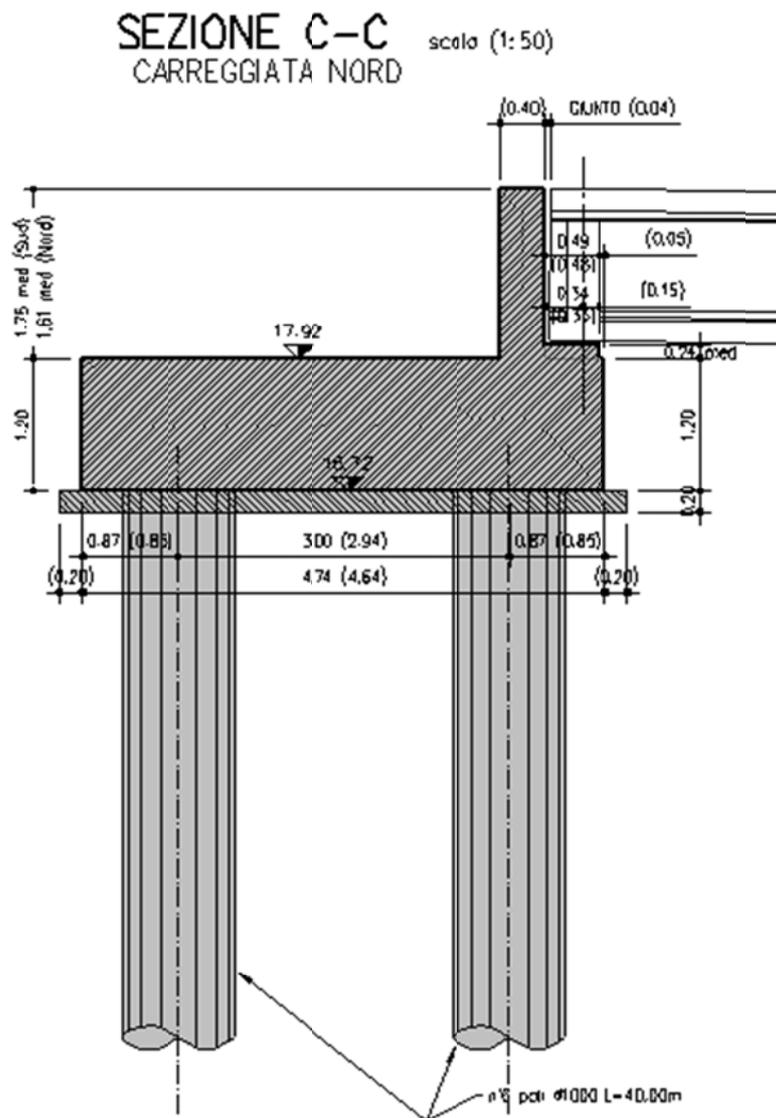


Figura 1-5 Sezione longitudinale spalla in ampliamento

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 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:

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

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

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 $C_u = 2.0$
Vita di riferimento	100 anni
ag	$0.212 \text{ g} = 2.08 \text{ m/s}^2$
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 (\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

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 esposizioneXC2

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: $R_m=37.39 \text{ MPa} \rightarrow R_{ck}=37.39-8=29.39 \text{ MPa}$ equivalente a C25/30

Armatura spalla: $f_y=382 \text{ MPa} \rightarrow f_{yk}=0.7*382=267 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=232 \text{ MPa}$

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.

"**GROUP 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 ed asse 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 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. § 3.1) 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 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 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 Analisi dei carichi

3.1 Spalle esistenti e di ampliamento

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale del sistema tirante tergo spalla e spalla esistente, e della spalla di ampliamento.

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/stabilizzanti.

3.1.1 Contributi di impalcato

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

Per la valutazione del peso complessivo si è fatto riferimento alle sezioni nette dei vari elementi strutturali (trave e traversi), aggiungendo i contributi dei ringrossi valutati forfaitariamente secondo quanto riportato nella Tabella 3-1.

L calcolo 23.10 m

Il peso dei vari elementi strutturali in c.a. e c.a.p. (fase 1) è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25.0 kN/m³.

L'azione dei sovraccarichi permanenti verrà considerata in fase 2a.

La pavimentazione viene calcolata su uno spessore di 23 cm ossia con un'intensità pari a 5.06 kN/m².

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

PESI PROPRI (per impalcato)	γ [kN/m ³]	N.	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{in} [kN/m]	incremento %	$q_{in,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]	
Travi esistenti	25	5	0.5	23.1		12.5	0	12.5	1443.75	
Traversi esistenti	25	5	0.24	9.8		6.00	0	6.00	294.00	
Soletta esistente	25		2.38	23.1		59.6	0	59.60	1376.76	
										3114.51 kN
Travi nuove	25	2.5	0.698	23.1		17.45	0	17.45	1007.74	
Traversi nuovi	25	2	0.273	5		6.825	0	6.83	68.25	
Soletta nuova	25		1.80	23.1		45.01	0	45.01	1039.79	
										2115.78 kN
										5230.29 kN
PESI PERMANENTI PORTATI (per impalcato)	γ [kN/m ³]	N.	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{in} [kN/m]	incremento %	$q_{in,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]	
Cordoli laterali	25	2	0.3	23.1		7.5	0	7.5	346.50	
Cordoli centrali	25	2	0.1575	23.1		3.9375	0	3.9375	181.91	
Veletta	25	2	0	23.1		0	0	0	0.00	
Pavimentazione (23cm)				23.1	5.06	85.1345	0	85.1345	1966.61	
Barriera + Rete				23.1		2	0	2	46.20	
FOA / Maschera Laterale				23.1		1	0	1	23.10	
Newjersey				23.1		6.2	0	6.2	143.22	
										2707.54 kN

PESI PROPRI + PERMANENTI PORTATI (per impalcato)	
N. impalcati	2 (1 per ogn
% afferenza alla spalla	0.5
Peso afferente alla spalla	8097.793 kN
Larghezza tot. Impalcato (due carreggiate, nuovo + esistente)	37.92 m
Peso afferente alla spalla per unità di lunghezza	213.5494 kN/m

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:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-5.08 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+7.4 mm

3.1.1.3 Carichi mobili Qk (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 16.83 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 4.83 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 7.83 m.

Dall'altro lato, nel caso di nuove sottostrutture di ampliamento Asse Nord la carreggiata, di larghezza utile pari a 4.9 m, è in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente risulta pari a 1.9 m. Per quanto riguarda l'Asse Sud invece, la carreggiata, di larghezza utile pari a 8.25 m, è in grado di ospitare 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("remaining part") risulta pari a 2.25 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)	16.825 m				
Luce di calcolo (L)	23.1 m				
Larghezza spalla	37.92 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	7.825	16.83
N. assi Tandem	2	2	2		
Q_{ik} [kN]	300	200	100		1200
Q_{ik} [kN/m]	9	2.5	2.5	2.5	61.5625
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 Asse Nord

Dimensioni carreggiata:				
Larghezza (B)	4.9 m			
Luce di calcolo (L)	23.1 m			
Larghezza spalla	6.55 m			
CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato				
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	0.00	1.90	4.90
N. assi Tandem	2	0		
Q_{ik} [kN]	300	0		600
Q_{ik} [kN/m]	9	0	2.5	31.75
Larghezza pedonabile cordoli [m]			q_{fk} [kN/m ²]	TOT.
FOLLA [kN/m]	0		2.5	0

Tabella 3-4 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostruttura di ampliamento Asse Sud

Dimensioni carreggiata:				
Larghezza (B)	8.25 m			
Luce di calcolo (L)	23.1 m			
Larghezza spalla	10.04 m			
CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato				
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	3.00	2.25	8.25
N. assi Tandem	2	2		
Q_{ik} [kN]	300	200		1000
Q_{ik} [kN/m]	9	2.5	2.5	40.125
	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	23.10 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$H_{frenatura}/\text{impalcato}$	422.37 kN
$H_{frenatura \text{ tot}}$	844.74 kN
$H_{frenatura}/\text{metro}$	22.28 kN/m

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 Ed

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	0.212 g
F_0	2.52
T_c^*	0.283 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1.60
S	1.60
C_c	2.350
T_B	0.22
T_c	0.66
T_D	1.69

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:

$m_{IMPALCATO}$	825463.1 kg
% attrito	100 %
$F_{SISMICA}$	2744.44 kN
L_{SPALLA}	37.92 m
$F_{SISMICA}/m$	72.37 kN/m

3.1.1.6 Inclinazione impalcato

L'asse del fusto dell'impalcato risulta inclinato di 78° rispetto l'asse di tracciamento, quindi le azioni derivanti dalle spinte del terreno a tergo opera sono state proiettate lungo l'asse di tracciamento concordi con le azioni derivanti da quest'ultimo.

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 3-5 - Pesì propri spalla esistente

P.P. SPALLA ESISTENTE	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	24.36 m
L _{PLINTI}	26.57 m
L _{SPALLA (esistente)}	24.36 m
γ	25 kN/m ³
X _{G, PALIFICATA}	2.05 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0.697 m ²
L _{PARAGHIAIA}	24.36 m
X _{G, PARAGHIAIA}	1.1 m
Y _{G, PARAGHIAIA}	6.65 m
<u>SPALLA paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	3.76 m ²
L _{PARAMENTO}	24.36 m
X _{G, PARAMENTO}	1.65 m
Y _{G, PARAMENTO}	3.3 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	4.14 m ²
L _{PLINTO}	24.36 m
X _{G, PLINTO}	2 m
Y _{G, PLINTO}	0.52 m
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	24.36
P.P. Paraghiaia/metro	17.425 kN/m

P.P. Correa/metro	0 kN/m
P.P. Paramento/metro	94.00 kN/m
P.P. Plinto/metro	103.50 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L _{SPALLA}	24.36 m	
F _X	424.47 kN	
F _X /metro	17.425 kN/m	

γ	25 kN/m ³	PARAMENTO
L _{SPALLA}	24.36 m	
F _X	2714.31 kN	
F _X /metro	111.43 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0.64 m	
e _{x,CORREA}	-1.74 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0.09 m	
My/metro	-19.61 kNm/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L _{SPALLA}	24.36 m	
F _X	5235.57 kN	
F _X /metro	214.93 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0.95 m	
e _{x,CORREA}	-2.05 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0.40 m	
e _{x,PLINTO}	-0.05 m	
My/metro	-59.33 kNm/m	

Tabella 3-6 - Pesì propri spalla Nord in ampliamento

P.P. SPALLA AMPLIAMENTO	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	6.55 m
L _{PLINTI}	6.55 m
L _{SPALLA (esistente)}	6.55 m
γ	25 kN/m ³
X _{G,PALIFICATA}	2.81 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0.896 m ²
L _{PARAGHIAIA}	6.55 m

$X_{G,PARAGHIAIA}$	3.91 m
$Y_{G,PARAGHIAIA}$	2.32 m
SPALLA plinti paramenti	
N. paramenti	1
A_{media}	5.57 m ²
L_{PLINTO}	6.55 m
$X_{G,PLINTO}$	2.32 m
$Y_{G,PLINTO}$	0.6 m
γ	25 kN/m ³
L_{SPALLA}	6.55
P.P. Paraghiaia/metro	22.400 kN/m
P.P. Plinto/metro	139.25 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L_{SPALLA}	6.55 m	
F_x	146.72 kN	
$F_x/metro$	22.400 kN/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L_{SPALLA}	6.55 m	
F_x	1058.81 kN	
$F_x/metro$	161.65 kN/m	
$e_{x,PARAGHIAIA}$	1.10 m	
$e_{x,PLINTO}$	-0.49 m	
$M_y/metro$	-43.59 kNm/m	

Tabella 3-7 - Pesì propri spalla Sud in ampliamento

P.P. SPALLA AMPLIAMENTO	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
$L_{PARAMENTO}$	10.04 m
L_{PLINTI}	10.04 m
L_{SPALLA} (esistente)	10.04 m
γ	25 kN/m ³
$X_{G,PALIFICATA}$	2.72 m
SPALLA paraghiaia	
A (Area)	0.896 m ²
$L_{PARAGHIAIA}$	10.04 m
$X_{G,PARAGHIAIA}$	3.91 m

$Y_{G,PARAGHIAIA}$	2.32 m
SPALLA plinti paramenti	
N. paramenti	1
A_{media}	5.57 m ²
L_{PLINTO}	10.04 m
$X_{G,PLINTO}$	2.32 m
$Y_{G,PLINTO}$	0.6 m
γ	25 kN/m ³
L_{SPALLA}	10.04
P.P. Paraghiaia/metro	22.400 kN/m
P.P. Plinto/metro	139.25 kN/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 3-8).

Tabella 3-8 - Parametri del terreno M1 e M2

Φ_K	γ_{M2}	Φ_K	$\text{tg}(\Phi_{d2})$	Φ_{d2}	Φ_{d2}
[°]	[-]	[rad]	[-]	[rad]	[°]
35.0	1.25	0.61	0.560	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 3-9 - 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}	24.36 m		L_{SPALLA}	24.36 m	
$H_{spingente}$	7.5 m		$H_{spingente}$	7.5 m	
$H_{PARAGHIAIA}$	1.7 m		$H_{PARAGHIAIA}$	1.7 m	
H_{CORREA}	0 m		H_{CORREA}	0 m	
$H_{PARAMENTO}$	4.6 m		$H_{PARAMENTO}$	4.6 m	
H_{PLINTO}	1.2 m		H_{PLINTO}	1.2 m	
$H_{media(spalla)}$	7.5 m		$H_{media(spalla)}$	7.5 m	
$B_{terreno\ imbarcato}$	1.22 m		$B_{terreno\ imbarcato}$	1.22 m	
θ	12 °		θ	12 °	

X _{G,terreno imbarcato MONTE}	0.55 m	X _{G,terreno imbarcato MONTE}	0.55 m
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	3.96 m	Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	3.96 m
X _{G,PALIFICATA}	2.05 m	X _{G,PALIFICATA}	2.05 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
L _{PARAGHIAIA}	24.36 m	L _{PARAGHIAIA}	24.36 m
H _{PARAGHIAIA}	1.7 m	H _{PARAGHIAIA}	1.7 m
S _{1,PARAGHIAIA}	0.00 kN	S _{1,PARAGHIAIA}	0.00 kN
Y _{S1,PARAGHIAIA}	6.65 m	Y _{S1,PARAGHIAIA}	6.65 m
S _{2,PARAGHIAIA}	186.61 kN	S _{2,PARAGHIAIA}	236.50 kN
Y _{S2,PARAGHIAIA}	6.37 m	Y _{S2,PARAGHIAIA}	6.37 m
<u>Trave di correa</u>		<u>Trave di correa</u>	
L _{CORREA}	24.36 m	L _{CORREA}	24.36 m
H _{CORREA}	0 m	H _{CORREA}	0 m
S _{1,CORREA}	0.00 kN	S _{1,CORREA}	0.00 kN
Y _{S1,CORREA}	5.8 m	Y _{S1,CORREA}	5.8 m
S _{2,CORREA}	0.00 kN	S _{2,CORREA}	0.00 kN
Y _{S2,CORREA}	5.80 m	Y _{S2,CORREA}	5.80 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
N _{PARAMENTO}	1 -	N _{PARAMENTO}	1 -
L _{PARAMENTO}	24.36 m	L _{PARAMENTO}	24.36 m
L _{SPINTA,PARAMENTO}	24.36 m	L _{SPINTA,PARAMENTO}	24.36 m
H _{PARAMENTO}	4.6 m	H _{PARAMENTO}	4.6 m
S _{1,PARAMENTO}	1009.88 kN	S _{1,PARAMENTO}	1279.89 kN
Y _{S1,PARAMENTO}	3.50 m	Y _{S1,PARAMENTO}	3.50 m
S _{2,PARAMENTO}	1366.31 kN	S _{2,PARAMENTO}	1731.61 kN
Y _{S2,PARAMENTO}	2.73 m	Y _{S2,PARAMENTO}	2.73 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -	N _{PARAMENTI}	1 -
L _{PLINTO}	24.36 m	L _{PARAMENTI}	24.36 m
L _{SPINTA,PLINTO}	24.36 m	L _{SPINTA,PLINTO}	24.36 m
H _{PLINTO}	1.2 m	H _{PARAMENTI}	1.2 m
S _{1,PLINTO}	976.31 kN	S _{1,PARAMENTI}	1237.33 kN
Y _{S1,PLINTO}	0.60 m	Y _{S1,PARAMENTI}	0.60 m
S _{2,PLINTO}	92.98 kN	S _{2,PARAMENTI}	117.84 kN
Y _{S2,PLINTO}	0.40 m	Y _{S2,PARAMENTI}	0.40 m

M1:

M2:

Fy _{SPINTA}	3632.10 kN	Fy _{SPINTA}	4603.17 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
Mz _{SPINTA}	9080.24 kNm	Mz _{SPINTA}	11507.93 kNm	
Fx _{terreno imbarcato}	3744.62 kN	Fx _{terreno imbarcato}	3744.62 kN	
Mz _{terreno imbarcato}	-5616.93 kNm	Mz _{terreno imbarcato}	-5616.93 kNm	
L _{SPALLA}	24.36 m	L _{SPALLA}	24.36 m	
Fy _{SPINTA/metro}	149.10 kN/m	Fy _{SPINTA/metro}	188.96 kN/m	
Mz _{SPINTA/metro}	372.75 kNm/m	Mz _{SPINTA/metro}	472.41 kNm/m	
Fx _{terreno imbarcato/metro}	153.72 kN/m	Fx _{terreno imbarcato/metro}	153.72 kN/m	
Mz _{terreno imbarcato/metro}	-230.58 kNm/m	Mz _{terreno imbarcato/metro}	-230.58 kNm/m	

Fy _{SPINTA}	186.61 kN	Fy _{SPINTA}	236.50 kN	BASE PARAGHIAIA
Mz _{SPINTA}	105.75 kNm	Mz _{SPINTA}	134.02 kNm	
L _{SPALLA}	24.36 m	L _{SPALLA}	24.36 m	
Fy _{SPINTA/metro}	7.66 kN/m	Fy _{SPINTA/metro}	9.71 kN/m	
Mz _{SPINTA/metro}	4.34 kNm/m	Mz _{SPINTA/metro}	5.50 kNm/m	

Fy _{SPINTA}	2562.81 kN	Fy _{SPINTA}	3248.00 kN	BASE PARAMENTO
Mz _{SPINTA}	5381.90 kNm	Mz _{SPINTA}	6820.80 kNm	
L _{SPALLA}	24.36 m	L _{SPALLA}	24.36 m	
Fy _{SPINTA/metro}	105.21 kN/m	Fy _{SPINTA/metro}	133.33 kN/m	
Mz _{SPINTA/metro}	220.93 kNm/m	Mz _{SPINTA/metro}	280.00 kNm/m	

Tabella 3-10 - Spinta delle terre a monte – Spalla Nord 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}	6.55 m	L _{SPALLA}	6.55 m	
H _{spingente}	3.44 m	H _{spingente}	3.44 m	
H _{PARAGHIAIA}	2.24 m	H _{PARAGHIAIA}	2.24 m	
H _{PLINTO}	1.2 m	H _{PLINTO}	1.2 m	
H _{media(spalla)}	3.44 m	H _{media(spalla)}	3.44 m	
B _{terreno imbarcato}	3.71 m	B _{terreno imbarcato}	3.71 m	
θ	11.9 °	θ	11.9 °	
X _{G,terreno imbarcato MONTE}	1.86 m	X _{G,terreno imbarcato MONTE}	1.86 m	
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	2.32 m	Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	2.32 m	
X _{G,PALIFICATA}	2.81 m	X _{G,PALIFICATA}	2.81 m	

<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
L _{PARAGHIAIA}	6.55 m	L _{PARAGHIAIA}	6.55 m
H _{PARAGHIAIA}	2.24 m	H _{PARAGHIAIA}	2.24 m
S _{1,PARAGHIAIA}	0.00 kN	S _{1,PARAGHIAIA}	0.00 kN
Y _{S1,PARAGHIAIA}	2.32 m	Y _{S1,PARAGHIAIA}	2.32 m
S _{2,PARAGHIAIA}	137.13 kN	S _{2,PARAGHIAIA}	164.42 kN
Y _{S2,PARAGHIAIA}	1.95 m	Y _{S2,PARAGHIAIA}	1.95 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -	N _{PLINTO}	1 -
L _{PLINTO}	6.55 m	L _{PLINTO}	6.55 m
L _{SPINTA,PLINTO}	6.55 m	L _{SPINTA,PLINTO}	6.55 m
H _{PLINTO}	1.2 m	H _{PLINTO}	1.2 m
S _{1,PLINTO}	146.93 kN	S _{1, PLINTO}	176.1 kN
Y _{S1,PLINTO}	0.60 m	Y _{S1,PLINTO}	7 kN
S _{2,PLINTO}	39.36 kN	Y _{S1,PLINTO}	0.60 m
Y _{S2,PLINTO}	0.40 m	S _{2,PLINTO}	47.19 kN
		Y _{S2,PLINTO}	0.40 m

F _{YSPINTA}	323.42 kN	F _{YSPINTA}	387.78 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{ZSPINTA}	370.85 kNm	M _{ZSPINTA}	444.66 kNm	
F _{Xterreno imbarcato}	1088.66 kN	F _{Xterreno imbarcato}	1088.66 kN	
M _{Zterreno imbarcato}	-1034.23 kNm	M _{Zterreno imbarcato}	-1034.23 kNm	
L _{SPALLA}	6.55 m	L _{SPALLA}	6.55 m	
F _{YSPINTA/metro}	49.38 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	59.20 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	56.62 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	67.89 kNm/m	
F _{Xterreno imbarcato/metro}	166.21 kN/m	F _{Xterreno imbarcato/metro}	166.21 kN/m	
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-157.90 kNm/m	M _{Zterreno imbarcato/metro}	-157.90 kNm/m	

F _{YSPINTA}	137.13 kN	F _{YSPINTA}	164.42 kN	BASE PARAGHIAIA
M _{ZSPINTA}	102.39 kNm	M _{ZSPINTA}	122.77 kNm	
L _{SPALLA}	6.55 m	L _{SPALLA}	6.55 m	
F _{YSPINTA/metro}	20.94 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	25.10 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	15.63 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	18.74 kNm/m	

Tabella 3-11 - Spinta delle terre a monte – Spalla Sud 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}	10.04 m	L_{SPALLA}	10.04 m
$H_{spingente}$	3.44 m	$H_{spingente}$	3.44 m
$H_{PARAGHIAIA}$	2.24 m	$H_{PARAGHIAIA}$	2.24 m
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
$H_{media(spalla)}$	3.44 m	$H_{media(spalla)}$	3.44 m
$B_{terreno imbarcato}$	3.71 m	$B_{terreno imbarcato}$	3.71 m
θ	11.9 °	θ	11.9 °
$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1.86 m	$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1.86 m
$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	2.32 m	$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	2.32 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2.72 m	$X_{G,PALIFICATA}$	2.72 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	10.04 m	$L_{PARAGHIAIA}$	10.04 m
$H_{PARAGHIAIA}$	2.24 m	$H_{PARAGHIAIA}$	2.24 m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	0.00 kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	0.00 kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	2.32 m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	2.32 m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	210.20 kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	252.03 kN
$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	1.95 m	$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	1.95 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	10.04 m	L_{PLINTO}	10.04 m
$L_{SPINTA,PLINTO}$	10.04 m	$L_{SPINTA,PLINTO}$	10.04 m
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
$S_{1,PLINTO}$	225.22 kN	$S_{1, PLINTO}$	270.04 kN
$Y_{S1,PLINTO}$	0.60 m	$Y_{S1,PLINTO}$	0.60 m
$S_{2,PLINTO}$	60.33 kN	$S_{2,PLINTO}$	72.33 kN
$Y_{S2,PLINTO}$	0.40 m	$Y_{S2,PLINTO}$	0.40 m

La spinta della porzione del terreno a valle è tenuta in conto per quanto riguarda il contributo di peso di terreno che fornisce quindi un carico verticale ed un momento flettente a baricentro fondazione. Si considera inoltre anche il contributo di resistenza passiva fornita dal terreno a partire dalla quota circa +15.30 mslm ridotto al 50%. Si ottiene quindi:

Tabella 3-12 - 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	
$A_{\text{terreno imbarcato VALLE}}$	8.72 m ²	$A_{\text{terreno imbarcato}}$	8.72 m ²	
$X_{G,\text{terreno imbarcato VALLE}}$	3.03 m	$X_{G,\text{terreno imbarcato VALLE}}$	3.03 m	
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	2.05 m	$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	2.05 m	
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1	
L_{PLINTO}	24.36 m	L_{PLINTO}	24.36 m	
$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE}}$	4248.38 kN	INTRAD. FOND.	$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE}}$	4248.38 kN
$M_{z\text{terreno imbarcato VALLE}}$	4163.42 kNm		$M_{z\text{terreno imbarcato VALLE}}$	4163.42 kNm
L_{SPALLA}	24.36 m		L_{SPALLA}	24.36 m
$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	174.40 kN/m		$F_{X\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	174.40 kN/m
$M_{z\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	170.91 kNm/m		$M_{z\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}$	170.91 kNm/m

Contributo di resistenza passiva:

$\Phi_{\text{valle (M1)}}$	25 °
$\Phi_{\text{valle (M2)}}$	20.46 °
$H_{\text{passiva valle}}$	3 m
γ_{valle}	20 kN/mc
$K_p (M1)$	2.464
$K_p (M2)$	2.075
fattore di riduzione	0.5
$S_{\text{valle (M1)}}$	108.45 kN/m
$S_{\text{valle (M2)}}$	91.32 kN/m
θ	12
Stot meta ponte (M1)	1320.96
Stot meta ponte (M2)	1112.26

3.1.2.3 Sovraccarico accidentale a tergo spalla

L'azione del sovraccarico accidentale a tergo spalla valutata convenzionalmente in 20 kN/m^2 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/m^2 sulla suola di monte.

Tabella 3-13 - 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
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.7 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.7 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	24.36 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	24.36 m
H_{CORREA}	0 m	H_{CORREA}	0 m
L_{CORREA}	24.36 m	L_{CORREA}	24.36 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1	$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.6 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.6 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	24.36 m	$L_{\text{PARAMENTO}}$	24.36 m
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
L_{PLINTO}	24.36 m	L_{PLINTO}	24.36 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	1.22 m	$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	1.22 m
L_{SPALLA}	24.36 m	L_{SPALLA}	24.36 m
H_{SPALLA}	7.50 m	H_{SPALLA}	6.00 m

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	968.56 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	1227.51 kN
$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	594.38 kN		$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	594.38 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	39.76 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	50.39 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	149.10 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	188.96 kNm
$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	24.40 kN/m		$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	24.40 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	-35.14 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	-35.14 kNm/m

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	219.54 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	278.24 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	9.01 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	11.42 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	7.66 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	9.71 kNm

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	813.59 kN	PARAMENTO	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	1031.11 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	33.40 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	42.33 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	105.21 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	133.33 kNm

Tabella 3-14 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla – Spalla Nord di ampliamento

M1		M2	
k_a	0.271	k_a	0.343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²	Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.24 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.24 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	6.55 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	6.55 m
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
L_{PLINTO}	6.55 m	L_{PLINTO}	6.55 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3.71 m	$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3.71 m
L_{SPALLA}	6.55 m	L_{SPALLA}	6.55 m
H_{SPALLA}	3.44 m	H_{SPALLA}	6.00 m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	119.49 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	151.44 kN
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	486.01 kN		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	486.01 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	18.24 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	23.12 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	31.38 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	39.77 kNm
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	74.20 kN/m		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	74.20 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-70.86 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-70.86 kNm/m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	77.81 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	98.61 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	11.88 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	15.06 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	13.30 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	16.86 kNm

Tabella 3-15 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla – Spalla Nord di ampliamento

M1		M2	
k_a	0.271	k_a	0.343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²	Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.24 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.24 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.04 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.04 m
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
L_{PLINTO}	10.04 m	L_{PLINTO}	10.04 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3.71 m	$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3.71 m
L_{SPALLA}	10.04 m	L_{SPALLA}	10.04 m
H_{SPALLA}	3.44 m	H_{SPALLA}	6.00 m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	183.16 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	232.13 kN
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	744.97 kN		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	744.97 kN

$F_{Y_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	18.24 kN/m		$F_{Y_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	23.12 kN/m
$M_{Z_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	31.38 kNm/m		$M_{Z_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	39.77 kNm
$F_{X_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	74.20 kN/m		$F_{X_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	74.20 kN/m
$M_{Z_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	-64.18 kNm/m		$M_{Z_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	-64.18 kNm/m

$F_{Y_{SOVRACC. TRAFFICO}}$	119.27 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y_{SOVRACC. TRAFFICO}}$	151.16 kN
$F_{Y_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	11.88 kN/m		$F_{Y_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	15.06 kN/m
$M_{Z_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	13.30 kNm/m		$M_{Z_{SOVRACC. TRAFFICO}}/metro$	16.86 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	0.212 g
F_0	2.52
T_c^*	0.283 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1.60
S	1.60
C_c	2.35
T_B	0.22
T_C	0.66
T_D	2.45

Tabella 3-16 – Inerzia sismica - Spalla esistente

Massa	533697.55 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	1774.40 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	2.25 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	3992.39 kNm	
L_{SPALLA}	24.36 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	72.84 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	163.89 kNm/m	

Massa	43269.42 kg	BASE PARAG HIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	143.86 kN	

y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.85 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	122.28 kNm	
L_{SPALLA}	24.36 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	5.91 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	5.02 kNm/m	

Massa paraghiaia	43269.42 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	233418.96 kg	
$F_{Y_{SISMICA}}$	919.91 kN	
$y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	5.45 m	
$y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	2.10 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	2413.74 kNm	
L_{SPALLA}	24.36 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	37.76 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	99.09 kNm/m	

Tabella 3-17 – Inerzia sismica – Spalla Nord di ampliamento

Massa	107931.45 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	358.84 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.76 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	272.72 kNm	
L_{SPALLA}	6.55 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	54.79 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	41.64 kNm/m	

Massa	14956.17 kg	PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	49.73 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	1.12 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	55.69 kNm	
L_{SPALLA}	6.55 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	7.59 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	8.50 kNm/m	

Tabella 3-18 – Inerzia sismica – Spalla Sud di ampliamento

Massa	165439.96 kg	INTRADOSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	550.04 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.76 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	418.03 kNm	
L_{SPALLA}	10.04 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	54.79 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	41.64 kNm/m	

Massa	22925.18 kg	PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	76.22 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	1.12 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	85.37 kNm	
L_{SPALLA}	10.04 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	7.59 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	8.50 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 3-19 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla esistente

Massa terreno imbarcato	381714.50 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	1269.10 kN	
y_G	3.96 m	
$M_{SISMICA}$	5025.62 kNm	
L_{SPALLA}	24.36 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	52.10 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	206.31 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	381714.50 kg	BASE PARAMENTO
$F_{SISMICA}$	1269.10 kN	
y_G	2.76 m	
$M_{SISMICA}$	3502.70 kNm	
L_{SPALLA}	24.36 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	52.10 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	143.79 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	75141.04 kg	BASE PARAG HIAIA
$F_{SISMICA}$	249.82 kN	

Y_G	0.85 m	
$M_{SISMICA}$	212.35 kNm	
L_{SPALLA}	24.36 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	10.26 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	8.72 kNm/m	

Tabella 3-20 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla Nord di ampliamento

Massa terreno imbarcato	110974.76 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	361.03 kN	
Y_G	2.32 m	
$M_{SISMICA}$	837.59 kNm	
L_{SPALLA}	6.55 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	55.12 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	127.88 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	110974.76 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	361.03 kN	
Y_G	1.12 m	
$M_{SISMICA}$	404.35 kNm	
L_{SPALLA}	6.55 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	55.12 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	61.73 kNm/m	

Tabella 3-21 – Inerzia sismica terreno imbarcato – Spalla Sud di ampliamento

Massa terreno imbarcato	170104.82 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	553.40 kN	
Y_G	2.32 m	
$M_{SISMICA}$	1283.88 kNm	
L_{SPALLA}	10.04 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	55.12 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	127.88 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	170104.82 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	553.40 kN	
Y_G	1.12 m	
$M_{SISMICA}$	619.80 kNm	
L_{SPALLA}	10.04 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	55.12 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	61.73 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]	$\text{tg}(\phi_k)$	γ_{M2}	$\text{tg}(\phi_{d2})$	ϕ_{d2} [rad]	ϕ_{d2} [°]
35	0.61	0.70	1.25	0.56	0.51	29.26

Tabella 3-22 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE ESISTENTI					
M1			M2		
$H_{\text{media(spalla)}}$	7.5 m		$H_{\text{media(spalla)}}$	7.5 m	
γ	20	kN/m^3	γ	20	kN/m^3
K_a	0.271		K_a	0.343	
k_h	0.339		k_h	0.339	
k_v	0.169		k_v	0.169	
θ	16.16 °		θ	16.16 °	
α	90 °		α	90 °	
β	0 °		β	0 °	
δ	0 °		δ	0 °	
$K_{a,e}$	0.469		$K_{a,e}$	0.573	
S_e	308.40 kN/m		S_e	377.00 kN/m	
S_a	152.43 kN/m		S_a	193.19 kN/m	
ΔS	152.56 kN/m		ΔS	179.80 kN/m	
$q_{\Delta S}$	20.34 kN/m/m		$q_{\Delta S}$	23.97 kN/m/m	
<u>Paraghiaia</u>			<u>Paraghiaia</u>		
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	24.36 m		$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	24.36 m	
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.7 m		$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.7 m	
$\Delta S_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	842.38 kN		$S_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	992.79 kN	
$Y_{Se,\text{PARAGHIAIA}}$	6.65 m		$Y_{Se,\text{PARAGHIAIA}}$	6.65 m	

<u>Trave di correa</u>			<u>Trave di correa</u>	
L _{CORREA}	24.36 m		L _{CORREA}	24.36 m
H _{CORREA}	0 m		H _{CORREA}	0 m
ΔS _{e,CORREA}	0.00 kN		ΔS _{e,CORREA}	0.00 kN
Y _{Se,CORREA}	5.8 m		Y _{Se,CORREA}	5.8 m
<u>Paramento</u>			<u>Paramento</u>	
N _{PARAMENTO}	1 -		N _{PARAMENTO}	1 -
L _{PARAMENTO}	24.4 m		L _{PARAMENTO}	24.36 m
H _{PARAMENTO}	4.6 m		H _{PARAMENTO}	4.6 m
ΔS _{e,PARAMENTO}	2279.38 kN		ΔS _{e,PARAMENTO}	2686.37 kN
Y _{Se,PARAMENTO}	3.5 m		Y _{Se,PARAMENTO}	3.5 m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -		N _{PLINTO}	1 -
L _{PLINTO}	24.4 m		L _{PLINTO}	24.36 m
H _{PLINTO}	1.2 m		H _{PLINTO}	1.2 m
ΔS _{e,PLINTO}	594.62 kN		ΔS _{e,PLINTO}	700.79 kN
Y _{Se,PLINTO}	0.6 m		Y _{Se,PLINTO}	0.6 m
Fy _{ΔSe}	3716.38 kN	INTRAD. FONDAZ.	Fy _{ΔSe}	4379.95 kN
Mz _{ΔSe}	13936.44 kNm		Mz _{ΔSe}	16424.82 kNm
L _{SPALLA}	24.36 m		L _{SPALLA}	24.36 m
Fy _{ΔSe} /metro	152.56 kN/m		Fy _{ΔSe} /metro	179.80 kN/m
Mz _{ΔSe} /metro	572.10 kNm/m		Mz _{ΔSe} /metro	674.25 kNm/m
Fy _{ΔSe}	842.38 kN	PARAGHIAIA	Fy _{ΔSe}	992.79 kN
Mz _{ΔSe}	716.02 kNm		Mz _{ΔSe}	843.87 kNm
L _{SPALLA}	24.36 m		L _{SPALLA}	24.36 m
Fy _{ΔSe} /metro	34.58 kN/m		Fy _{ΔSe} /metro	40.75 kN/m
Mz _{ΔSe} /metro	29.39 kNm/m		Mz _{ΔSe} /metro	34.64 kNm/m
Fy _{ΔSe}	3121.76 kN	PARAMENTO	Fy _{ΔSe}	3679.16 kN
Mz _{ΔSe}	9833.55 kNm		Mz _{ΔSe}	11589.35 kNm
L _{SPALLA}	24.36 m		L _{SPALLA}	24.36 m
Fy _{ΔSe} /metro	128.15 kN/m		Fy _{ΔSe} /metro	151.03 kN/m
Mz _{ΔSe} /metro	403.68 kNm/m		Mz _{ΔSe} /metro	475.75 kNm/m

Tabella 3-23 - Sovrappinta sismica – Spalla Nord di ampliamento

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO						
M1			M2			
$H_{media(spalla)}$	3.44	m	$H_{media(spalla)}$	3.44	m	
γ	20	kN/m ³	γ	20	kN/m ³	
K_a	0.271		K_a	0.343		
k_h	0.339		k_h	0.339		
k_v	0.169		k_v	0.169		
θ	16.16	°	θ	16.16	°	
α	90	°	α	90	°	
β	0	°	β	0	°	
δ	0	°	δ	0	°	
$K_{a,e}$	0.469		$K_{a,e}$	0.573		
S_e	64.88	kN	S_e	79.31	kN	
S_a	32.07	kN/m	S_a	40.64	kN/m	
ΔS	32.11	kN/m	ΔS	37.84	kN/m	
$q_{\Delta S}$	9.33	kN/m/m	$q_{\Delta S}$	11.00	kN/m/m	
<u>Paraghiaia</u>			<u>Paraghiaia</u>			
$L_{PARAGHIAIA}$	6.55	m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.55	m	
$H_{PARAGHIAIA}$	2.24	m	$H_{PARAGHIAIA}$	2.24	m	
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	136.94	kN	$S_{e,PARAGHIAIA}$	161.39	kN	
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	2.32	m	$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	2.32	m	
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>			
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1		
L_{PLINTO}	6.6	m	L_{PLINTO}	6.55	m	
H_{PLINTO}	1.2	m	H_{PLINTO}	1.2	m	
$\Delta S_{e,PLINTO}$	73.36	kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	86.46	kN	
$Y_{Se,PLINTO}$	0.6	m	$Y_{Se,PLINTO}$	0.6	m	
$Fy_{\Delta Se}$	210.30	kN	INTRAD. FONDAZ.	$Fy_{\Delta Se}$	247.85	kN
$Mz_{\Delta Se}$	361.72	kNm		$Mz_{\Delta Se}$	426.30	kNm
L_{SPALLA}	6.55	m		L_{SPALLA}	6.55	m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	32.11	kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	37.84	kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	55.22	kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	65.08	kNm/m
$Fy_{\Delta Se}$	136.94	kN	PA RA GHI AIA	$Fy_{\Delta Se}$	161.39	kN

$M_{Z\Delta Se}$	153.37 kNm		$M_{Z\Delta Se}$	180.76 kNm
L_{SPALLA}	6.55 m		L_{SPALLA}	6.55 m
$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	20.91 kN/m		$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	24.64 kN/m
$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	23.42 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	27.60 kNm/m

Tabella 3-24 - Sovrappinta sismica – Spalla Sud di ampliamento

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO				
M1			M2	
$H_{\text{media(spalla)}}$	3.44 m		$H_{\text{media(spalla)}}$	3.44 m
γ	20 kN/m ³		γ	20 kN/m ³
K_a	0.271		K_a	0.343
k_h	0.339		k_h	0.339
k_v	0.169		k_v	0.169
θ	16.16 °		θ	16.16 °
α	90 °		α	90 °
β	0 °		β	0 °
δ	0 °		δ	0 °
$K_{a,e}$	0.469		$K_{a,e}$	0.573
S_e	64.88 kN		S_e	79.31 kN
S_a	32.07 kN/m		S_a	40.64 kN/m
ΔS	32.11 kN/m		ΔS	37.84 kN/m
$q_{\Delta S}$	9.33 kN/m/m		$q_{\Delta S}$	11.00 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>			<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.04 m		$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.04 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.24 m		$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.24 m
$\Delta S_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	209.90 kN		$S_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	247.38 kN
$Y_{Se,\text{PARAGHIAIA}}$	2.32 m		$Y_{Se,\text{PARAGHIAIA}}$	2.32 m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	10.0 m		L_{PLINTO}	10.04 m
H_{PLINTO}	1.2 m		H_{PLINTO}	1.2 m
$\Delta S_{e,\text{PLINTO}}$	112.45 kN		$\Delta S_{e,\text{PLINTO}}$	132.53 kN
$Y_{Se,\text{PLINTO}}$	0.6 m		$Y_{Se,\text{PLINTO}}$	0.6 m
$F_{y\Delta Se}$	322.35 kN	INTRAD FONDA Z	$F_{y\Delta Se}$	379.91 kN
$M_{z\Delta Se}$	554.45 kNm		$M_{z\Delta Se}$	653.44 kNm

L_{SPALLA}	10.04 m		L_{SPALLA}	10.04 m
$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	32.11 kN/m		$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	37.84 kN/m
$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	55.22 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	65.08 kNm/m
PARAGHIAIA				
$F_{y\Delta Se}$	209.90 kN		$F_{y\Delta Se}$	247.38 kN
$M_{z\Delta Se}$	235.09 kNm		$M_{z\Delta Se}$	277.07 kNm
L_{SPALLA}	10.04 m		L_{SPALLA}	10.04 m
$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	20.91 kN/m		$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	24.64 kN/m
$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	23.42 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	27.60 kNm/m

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

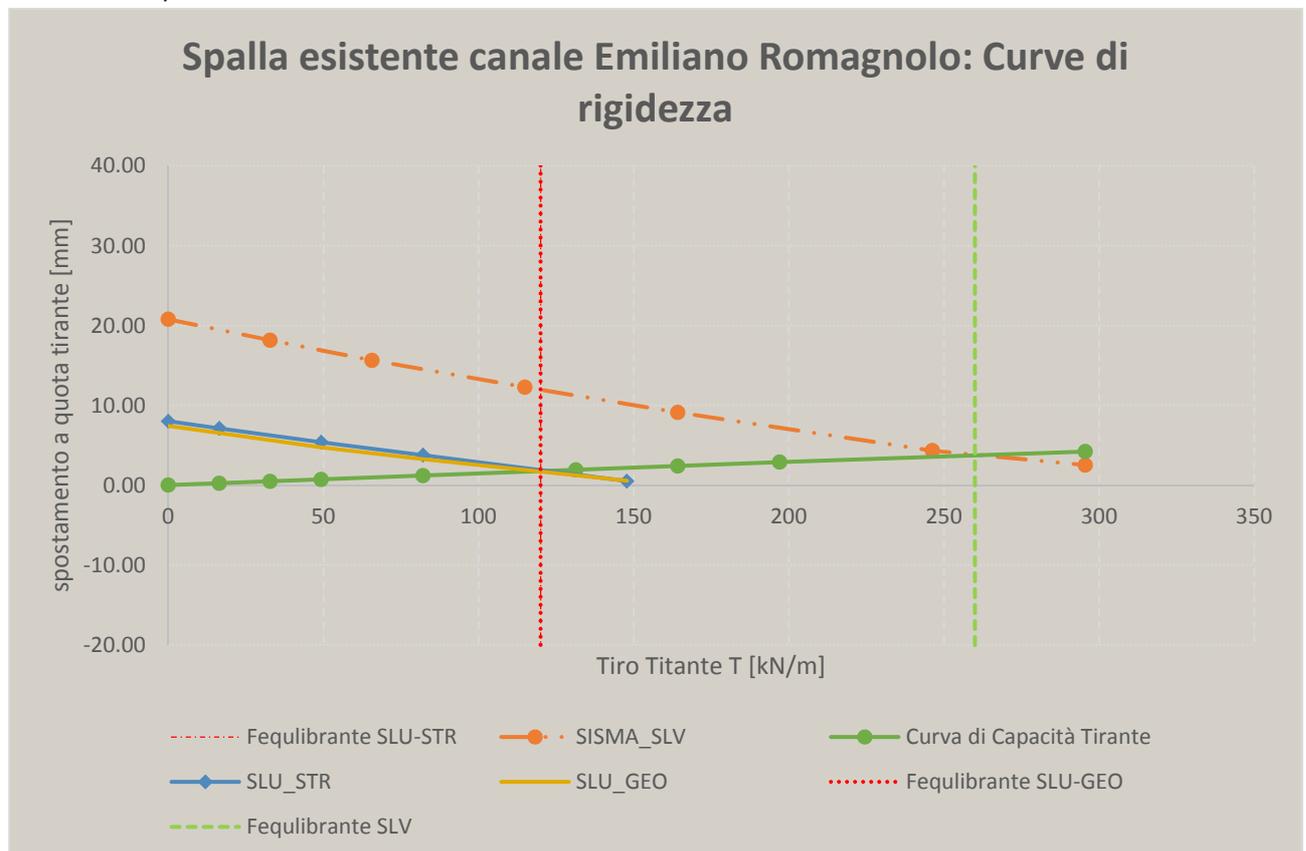
$$Fh_INERZIA = \text{massa [kg]} \times a_g [\text{m/s}^2] \times S [-]$$

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.

$$N_{\text{SISMICO}} = 260 \text{ kN/m} \times 6.09 \text{ m} = \dots\dots\dots 1583 \text{ kN}$$

$$N_{\text{SLU STR, GEO}} = 120 \text{ kN/m} \times 6.09 \text{ m} = \dots\dots\dots 731 \text{ kN}$$

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.

574.79	97.19	-252.03	-	-	-
--------	-------	---------	---	---	---

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
324.97	135.59	-321.30	-	-	-

5.1.2 Verifica a pressoflessione

Si verifica quindi a flessione la base del paramento con un momento sollecitante massimo di 321 kNm/m ed N=325 kN/m. Diventa:

Titolo: _____

N° strati barre: **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	102

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.72	3
2	12.72	99

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**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Materiali

Spalla Emi

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} ‰

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	325	321

Aggiunge

Valori **Infiltrisci punti**

Verifica soddisfatta.

5.1.3 Verifica a taglio

Mentre a taglio si ha:

V_{sdu}	135	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	325	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20.75	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	250	N/mm ²
bw	100	cm
d	99.00	cm
Asl	12.72105	cm ²
c	3.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	2	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	11.758	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	0.991	N/mm ²
f_{yd}	217.391	N/mm ²
σ_{cp}	0.3190	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	286.153	kN
$V_{Rd,min}$	322.814	kN
$\rho_{sw,min}$	0.001458	
$s_{l,max}$	60.00	cm
$A_{sw,min}$	8.746	cm ² / $s_{l,max}$

La sezione è quindi verificata

$V_{Sd,max} = 135$ kN

Verifica soddisfatta.

5.2 Paraghiaia (non rinforzato)

Sezione di verifica alla base (1.00 m) x 0.28 m

Armatura longitudinale 1+1Ø16/20 per lato

5.2.1 Sollecitazioni

Si riporta nel seguito l'involuppo delle sollecitazioni a base paraghiaia esistente:

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
23.52	22.51	16.20	-	-	-

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
17.43	58.40	47.47	-	-	-

5.2.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	28

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	3
2	10.05	25

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali: Spalla Emil C20/25

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 217.4 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 11.33 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.087 ‰ σ_{c,adm} 8.5
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.5333
τ_{c1} 1.686

M_{xRd} 52.8 kN m
σ_c -11.33 N/mm²
σ_s 217.4 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 27.4 ‰
d 25 cm
x 2.832 x/d 0.1133
δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

M_{Ed}=47 kNm/m. La verifica è soddisfatta.

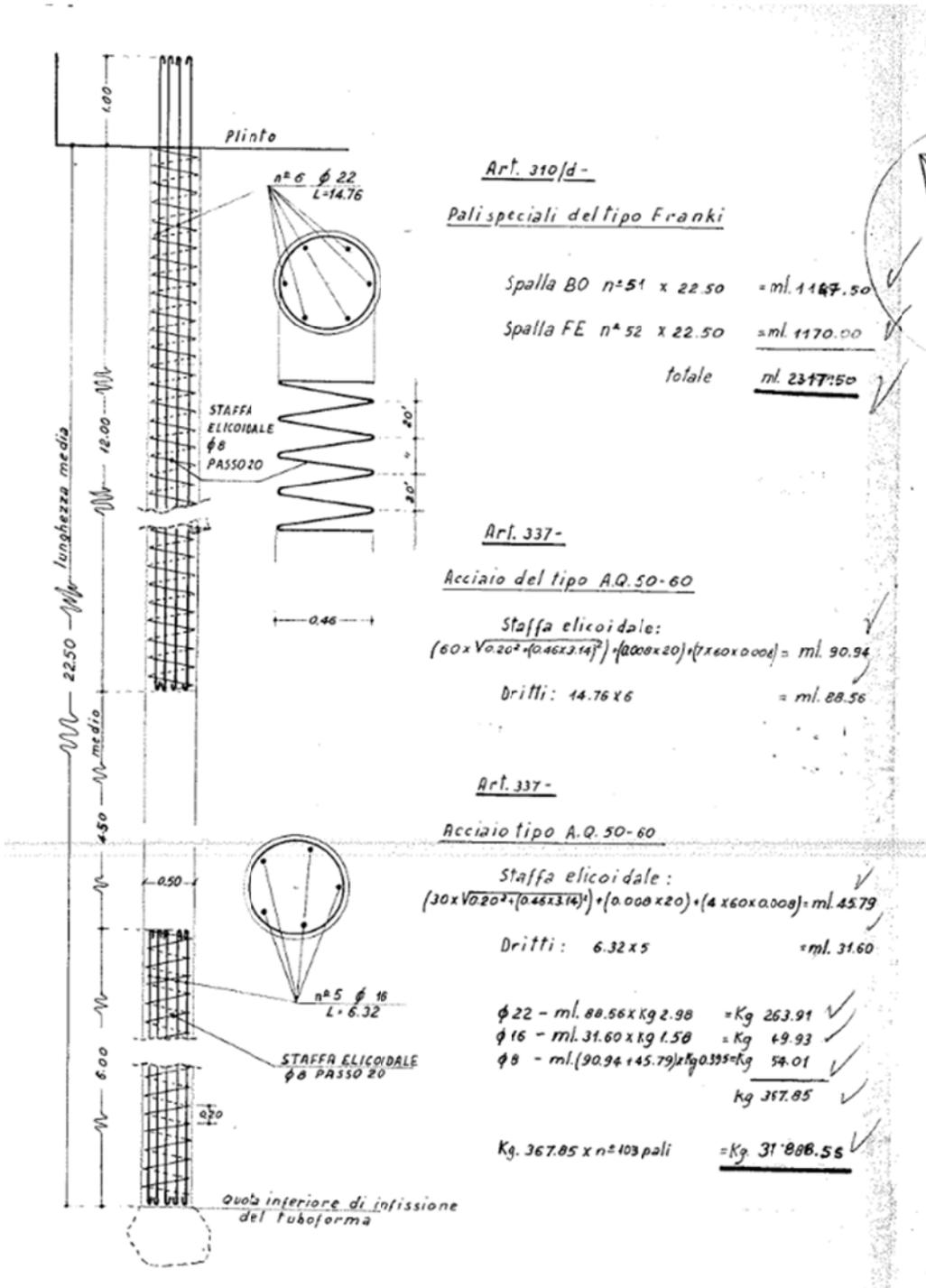
5.2.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	58	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20.75	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	250	N/mm ²
b_w	100	cm
d	25.00	cm
A_{sl}	10.0512	cm ²
c	3.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
A_{sw}	2	cm ²
passo staffe	40	cm
f_{cd}	11.758	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	0.991	N/mm ²
f_{yd}	217.391	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	115.265	kN
$V_{Rd,min}$	103.928	kN
$\rho_{sw,min}$	0.001458	
$s_{l,max}$	18.75	cm
$A_{sw,min}$	2.733	cm ² / $s_{l,max}$

$V_{Sd,max} = \text{kN/m}$

Verifica soddisfatta.

5.3 Pali spalla esistente



Pali tipo FRANKI (Armatura tipo Aq60 con fy=310 MPa)

Øest 46 cm

As,long 6Ø22

As,trasv stØ8/20

5.3.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni sui pali delle spalle esistenti sono derivate da un'analisi tramite il software Group in funzione delle sollecitazioni agenti alla base del piede della palificata agente su metà spalla.

	Tiro tirante (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mz (kNm)	Fz	My	Mx
SLU-STR	730.8	14499.24	689.183236	-3106.88	0	0	0
SLU-GEO	730.8	10968.91	745.5753279	-2334.32	0	0	0
SLV	1583.4	9215.32	1589.74717	324.9075	0	0	0

Si ricava per Combo SLU-STR un $N_{min} = 479\text{kN}$ ed $N_{max} = 589\text{kN}$

Si ricava per Combo SLU-GEO un $N_{min} = 368\text{kN}$ ed $N_{max} = 441\text{kN}$

Si ricava per Combo SLV un $N_{min} = 267\text{kN}$ ed $N_{max} = 420\text{kN}$

5.3.2 Verifica a pressoflessione

Si riporta nel seguito la verifica a pressoflessione dei pali esistenti in combo SLV:

The screenshot shows the software interface for the verification of a pile under axial load and bending moment. The interface is divided into several sections:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno: 23 [cm], Raggio interno: 0 [cm], N° barre uguali: 6, Diametro barre: 2.2 [cm], Coprifero (baric.): 3 [cm].
- Tipologia di sezione:** Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm].
- Tipologia di rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato.
- Materiali:** AQ60, C25/30. ϵ_{su} : 67.5 ‰, ϵ_{c2} : 2 ‰, f_{yd} : 269.6 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 ‰, $\sigma_{c,adm}$: 9.75, $\sigma_{s,adm}$: 160 N/mm², τ_{co} : 0.6, τ_{cl} : 1.829.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n.
- Tipologia di flessione:** Retta, Deviato.
- Vertici:** 50, N° rett.: 100.
- Calcola MRd, Dominio M-N, L₀:** 0 cm, Col. modello.
- Precompresso:**
- Calculated results:** M_{xRd} : 136 kNm, σ_c : -14.17 N/mm², σ_s : 269.6 N/mm², ϵ_c : 3.5 ‰, ϵ_s : 7.432 ‰, d : 43 cm, x : 13.77, x/d : 0.3201, δ : 0.8402.

La Verifica è soddisfatta.

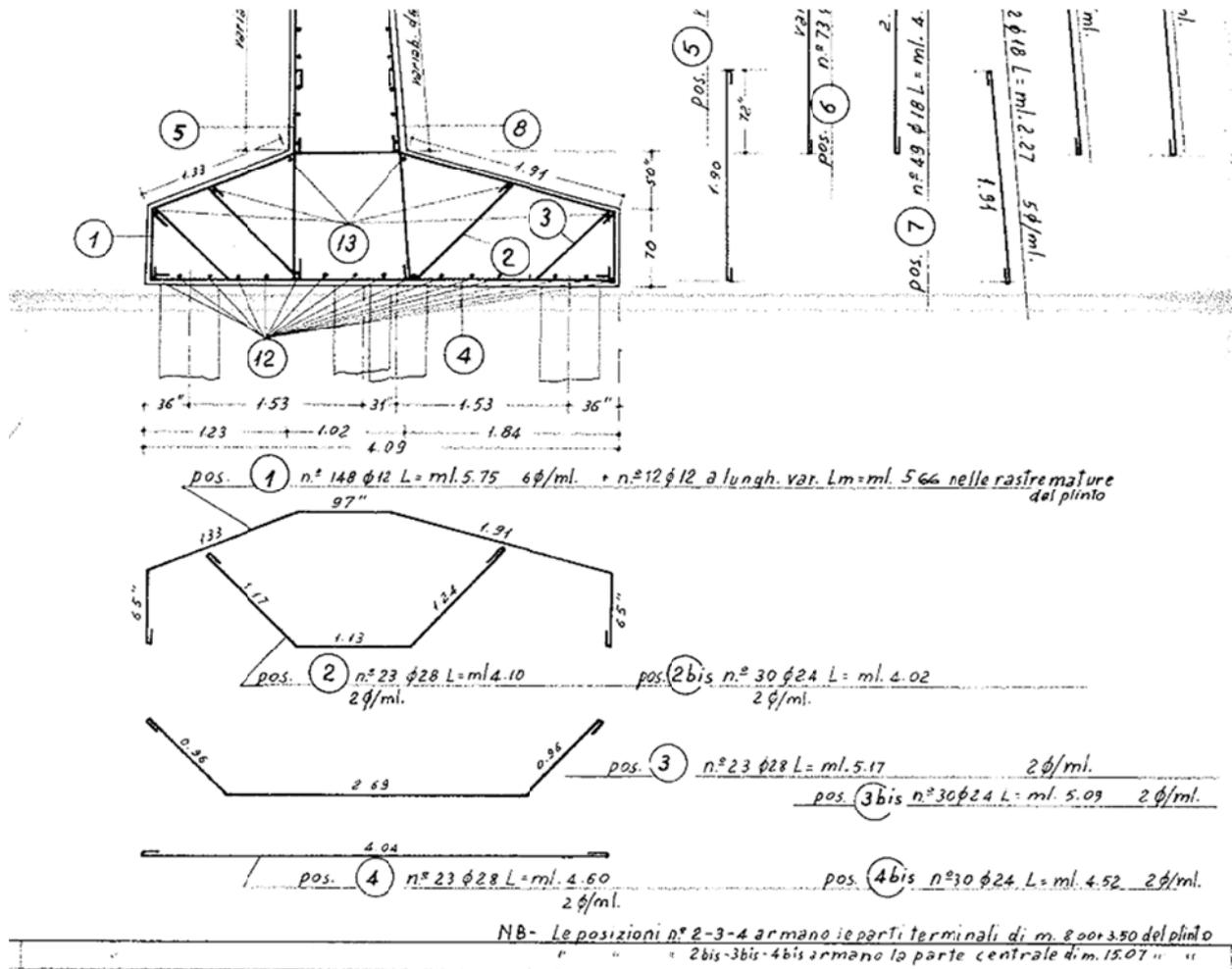
5.3.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	59	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	267	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	310	N/mm ²
Φ	46	cm
bw	41.40	cm
he	28.16	cm
d	24.16	cm
Asl	22.80366	cm ²
c	4.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	11.47	gradi
$ctg\theta$	4.93	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
Asw	1	cm ²
passo staffe	20	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}	2.3126	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	104.724	kN
$V_{Rd,min}$	80.904	kN
$\rho_{sw,min}$	0.001290	
$s_{l,max}$	18.12	cm
$A_{sw,min}$	0.968	cm ² / $s_{l,max}$

$V_{Sd,max} = 59.00$ kN

Verifica soddisfatta.

5.4 Piede di fondazione



Superficie di verifica 1.50 m x 1.20 m
 As, long sup 1 ϕ 12/15cm
 As, long inf 2+2 ϕ 28

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. (v, § 5.3.1)

$N_{max,SLU STR} = 589$ kN

$N_{max,SLV} = 420$ kN

5.4.2 Verifica tirante puntone

Dalla geometria della ciabatta di fondazione si ricava un angolo di inclinazione della biella compressa pari a 35°, per quanto riguarda il palo maggiormente distanziato dal fusto della spalla. Si ricava quindi una forza di trazione agente nelle barre inferiori della ciabatta pari a:

$N_{Ed,s} = 589 / \tan(35^\circ) = 842$ kN

$N_{Rd,s} = 2462 \text{ mm}^2 \times 391 \text{ N/mm}^2 = 962$ kN

La compressione agente nel cls compresso vale:

$$N_{Ed,c} = 589 / \sin(35^\circ) = 1027 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = 14.17 \times 500 \times 200 = 1417 \text{ kN, considerando una biella compressa di dimensioni } 50 \times 20 \text{ cm.}$$

Verifiche soddisfatte.

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): 731 kN per cavalletto

- tiro di congruenza per la combinazione sismica: 1583 kN per cavalletto

Azioni assiali resistenti del tirante:

$$N_{t,Rd} = A_s \times f_{yd} = 4 \times 4\phi 26 \times 391.3 \text{ MPa} = 3186 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 1\ 661 \text{ kN}$$

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 (spalla sul piano orizzontale) di un carico uniformemente distribuito che generi una reazione pari all'azione di trazione massima nel tirante.

Lo schema statico della trave equivalente tiene conto della mutua distanza tra i tiranti e della loro inclinazione sul piano orizzontale. Si svolge il calcolo in combinazione sismica che è quella che produce la massima azione sul tirante:

$$R_{MAX} = R_{MAX} \times \cos \alpha = 1583 \text{ kN} \times \cos(11.63^\circ) = \dots\dots\dots 1550 \text{ kN}$$

Essendo la spalla continua nella sezione di mezzeria, si considera in fase sismica una plasticizzazione della sezione in asse spalla soggetta a momento negativo ed una conseguente ripartizione dei momenti flettenti nella sezione soggetta a momento positivo. Si considera quindi un momento massimo di calcolo in ipotesi di trave appoggio-appoggio riferita a metà lunghezza spalla.

Applicando un carico q unitario alla trave equivalente e considerando la luce netta di flessione tra tirante e tirante pari a 8.40m, si ottiene un momento massimo di:

$$M = q l^2 / 8 = (1550 / 6.09) \times 8.40^2 / 8 = 2244 \text{ kNm}$$

$$T = 1550 \text{ kN}$$

Considerando la realizzazione di un elemento sporgente in c.a. di calcestruzzo C35/45 inghisato al fusto della spalla esistente su tutta larghezza di dimensione 80x15cm, armato con 2 file di 10 barre $\phi 30$ sul lato teso e con barre $\phi 14/20$ ai lembi della spalla esistente. La sezione resistente composta, considerando lo spessore del fusto esistente di 60cm circa, diventa 80x75cm per il calcolo a flessione e a taglio.

A taglio vengono inghisate barre $\phi 20/10''$ a 2 braccia nel getto di nuova realizzazione.

5.6.1 Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	71
2	70	67
3	4.52	5

Tipo Sezione
 Rettang. Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

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

N_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 z x/d
 δ

M_{Sd}(+) = 2244 kNm

Verifica soddisfatta.

5.6.2 Verifica a taglio

Si considera la resistenza a taglio fornita dal solo getto di nuova realizzazione e relativa armatura a taglio.

V_{sdu}	1550	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	24.9	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	80	cm
d	70.00	cm
c	5.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	41.29	gradi
$ctg\theta$	1.14	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
A_{sw}	6.28	cm ²
passo staffe	10	cm
f_{cd}	14.110	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}	1762.958	kN
V_{Rsd}	1762.958	kN
V_{Rd}	1762.958	kN

$V_{Sd,max} = 1550$ kN

Verifica soddisfatta.

6 Verifica spalla di ampliamento

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

6.1 Pali spalla Nord

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

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
6711	1168	4335	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
3519	1718	3427			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5189	1048	3637			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
1610	142	195	234

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
1110	-431	286	430

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
1290	16.2	175	225

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -431 0 kN
 M_{xEd}: 430 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

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

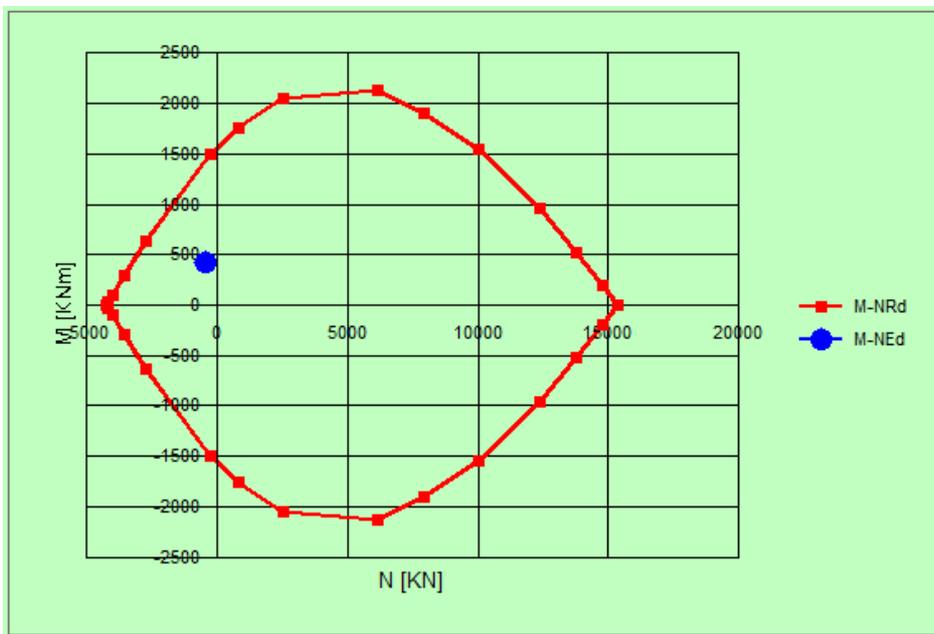
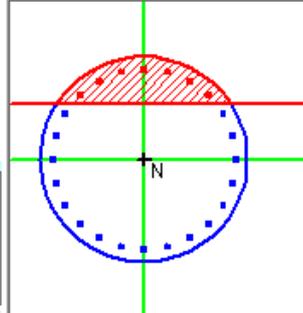
Precompresso

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}: 1'448 kNm
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 10.9 ‰
 d: 94 cm
 x: 22.84 x/d: 0.243
 δ: 0.7437



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-431	430

Aggiunge

Valori Infittisci punti

Verifica soddisfatta.

6.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	286	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-431	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	17.76	gradi
$ctg\theta$	3.12	
$\theta_{imposto}$	-	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}	-0.7748	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	700.818	kN
V_{Rsd}	700.818	kN
V_{Rd}	700.818	kN

Verifica soddisfatta.

6.1 Pali spalla Sud

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

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
10320	1487	7189	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5436	2648	5832			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
7976	1347	5955			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
1360	190	135	151

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
991	-331	241	442

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
1090	85.6	123	149

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -331 kN
 M_{xEd}: 442 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5% ϵ_{c2} : 2%
 f_{yd} : 391.3 N/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_{xRd}: 1'477 kNm

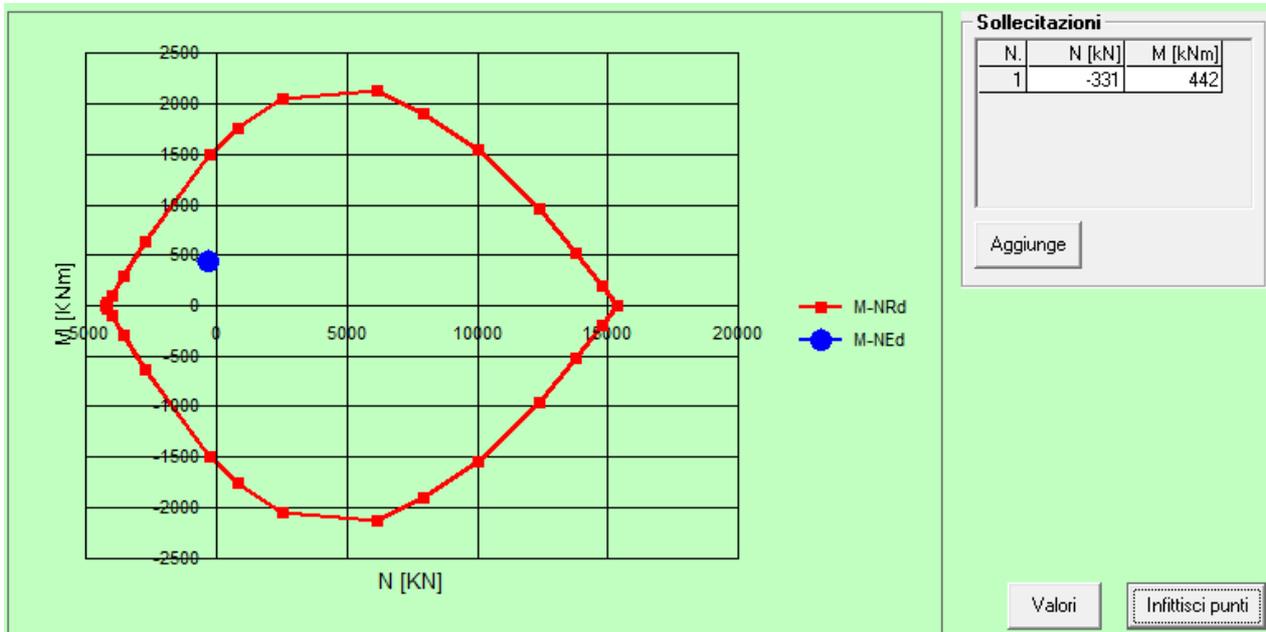
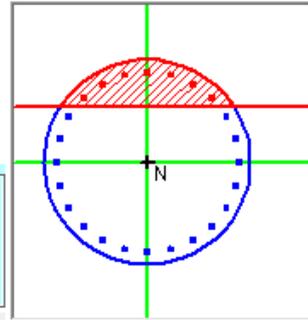
σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5%
 ϵ_s : 10.52%
 d: 94 cm
 x: 23.47 x/d: 0.2497
 δ : 0.7521

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



Verifica soddisfatta.

6.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	241	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-331	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	17.61	gradi
$ctg\theta$	3.15	
$\theta_{imposto}$	-	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}	-0.5950	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	707.366	kN
V_{Rsd}	707.366	kN
V_{Rd}	707.366	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 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:

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

$$b_{PARAGH_RICOSTR+NUOVO} [m] = b_{PARAGH_TOT} [m] b_{PARAGH_ESISTENTE} [m] = 37.92 - 6.55 \times 2 = 24.82m$$

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

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

$$= (2 \times 825463 \text{ kg}) \times 2.08 \text{ m/s}^2 \times 1.60 = \dots\dots\dots 5\,494 \text{ kN}$$

$$F_{LONG,EFF} = 5\,494 \text{ kN} / 24.82 \text{ m} = \dots\dots\dots 221.35 \text{ kN/m}$$

$$M_{LONG,EFF} = F_{LONG,EFF} \times h_{RIT} = 221.35 \text{ kN/m} \times 0.13 \text{ m} = \dots\dots\dots 28.78 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Superficie di verifica} \dots\dots\dots (1.00 \text{ m} \times) 0.40 \text{ m}$$

$$A_{s,long \text{ sup}} \dots\dots\dots 4\emptyset 26/m = 21.24 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,long \text{ inf}} \dots\dots\dots 4\emptyset 26/m = 21.24 \text{ cm}^2/m$$

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

7.1.1 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	4
2	21.24	36

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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

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° lett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso

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"/> N/mm ²
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"/> N/mm ²
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/> N/mm ²
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.257"/> N/mm ²

MSd 28.78 kNm/m

MRd 281 kNm/m

Verifica soddisfatta.

7.1.2 Verifica a taglio

V _{sdu}	221	kN
M _{sdu}	0	kNm
N _{sdu}	0	kN
R _{ck}	45	N/mm ²
f _{ck}	37.35	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	41.00	cm
Asl	21.23316	cm ²
c	4.00	cm

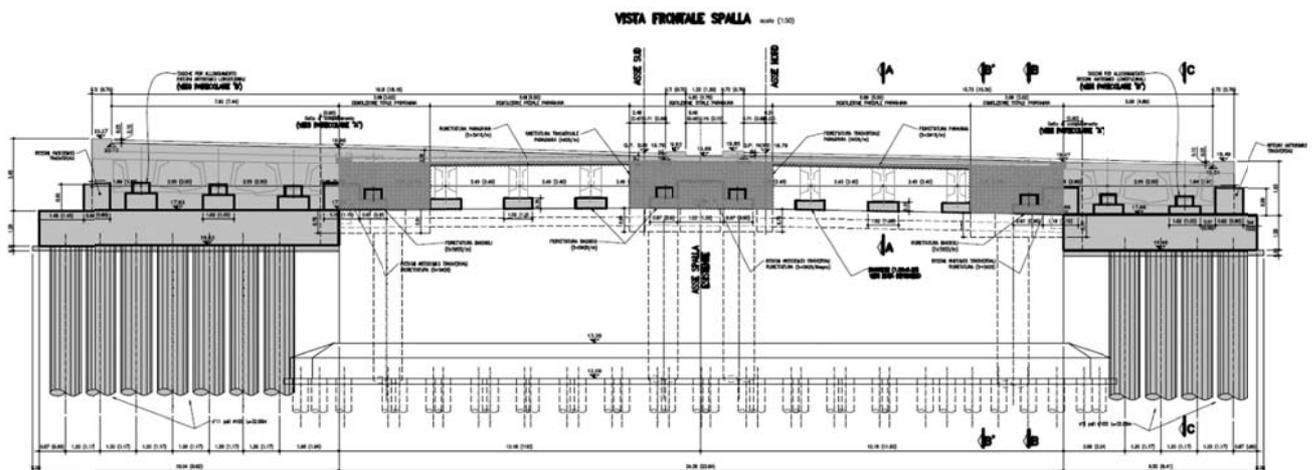
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
ctg θ	2.50	
θ imposto	21.80	gradi
Asw	1.57	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	21.165	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.467	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	224.312	kN
$V_{Rd,min}$	194.119	kN
$\rho_{sw,min}$	0.001086	
$s_{l,max}$	30.75	cm
$A_{sw,min}$	3.341	cm ² / $s_{l,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	1346.462	kN
V_{Rsd}	283.388	kN
V_{Rd}	283.388	kN

$V_{Sd,max} = 221 \text{ kN/m}$

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.



Prospetto spalla con notazione ritegni trasversali (campate laterali)

7.2.1 Sollecitazioni

In base a quanto indicato in § 3.1.1.5 l'azione sismica totale sul ritegno è calcolata come segue.

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

$M_{TRASV} = F_{TRASV,EFF} \times h_{RIT}$

Campata:

$F_{TRASV,tot} = 825463 \text{ kg} \times 2.08 \text{ m/s}^2 \times 1.60 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 1373 \text{ kN}$

$M_{TRASV} = 1373 \text{ kN} \times 0.60 \text{ m} / 2 = \dots\dots\dots 412 \text{ kNm}$

Campata:

Superficie di verifica (minore) $\dots\dots\dots 0.65 \text{ m} \times 0.56 \text{ m}$

$A_{s,long} \dots\dots\dots 5+5\phi 26 = 2 \times 26.55 \text{ cm}^2$

$A_{s,trasv} \dots\dots\dots \phi 10/20 \text{ (2 bracci)}$

7.2.2 Verifica a tirante puntone

La forza esterna dovuta alla pressione generata dalla trave dell'impalcato contro il ritegno in senso trasversale si innesca un meccanismo tozzo di tipo tirante-puntone in cui si ipotizza una biella compressa di angolo $\Theta=33^\circ$ in virtù della geometria dei ritegni.

Si ottiene quindi una trazione sull'acciaio in posizione verticale pari a $F_v=1373 \times \tan(33^\circ)=891 \text{ kN}$.

$NRd=A_s \times f_{yd} = 2655 \times 391 = 1038 \text{ kN}$

8 Spostamenti

8.1 Perdita d'appoggio

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

$$\delta_{\text{varco}} = 40 \text{ mm} = \dots\dots\dots 40 \text{ mm}$$

$$B \text{ appoggio singolo} \dots\dots\dots \sim 400 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

8.2 Escursioni termiche

In base a quanto riportato nei paragrafi § 0 e § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e § 3.3.1.2, si ottiene:

$$\delta_{\text{term}} = 7.40 \text{ mm} - (-5.08 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 12.48 \text{ mm}$$