

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°06 - AMPLIAMENTO SOTTOVIA VIA APOSAZZA PK. 1+217

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
111306	00001	P	D	00	0000	000000	000000	000000	000000	0	STR	0016	--	SCALA: -

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

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

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 sottovia Aposazza

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	10
1.4	CONTESTUALIZZAZIONE	11
1.4.1	<i>Condizioni ambientali e classi di esposizione</i>	11
1.4.2	<i>Sismicità</i>	11
1.4.3	<i>Parametri geotecnici</i>	11
1.5	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	12
1.5.1	<i>Calcestruzzo opere in ampliamento.....</i>	12
1.5.2	<i>Acciaio per c.a. opere in ampliamento.....</i>	13
1.5.3	<i>Materiali opere esistenti</i>	14
1.5.4	<i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	15
1.6	SOFTWARE DI CALCOLO	16
1.7	CONVENZIONI GENERALI.....	16
2	IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE	17
2.1	SPALLE.....	17
2.1.1	<i>Azioni dell'impalcato</i>	17
2.1.2	<i>Azioni sul corpo spalla.....</i>	18
2.1.3	<i>Verifiche eseguite.....</i>	18
3	ANALISI DEI CARICHI.....	20
3.1	SPALLE.....	20
3.1.1	<i>Contributi di impalcato.....</i>	20
3.1.2	<i>Contributi del corpo spalla</i>	25
4	COMBINAZIONI DI CARICO	41
5	VERIFICA CORPO SPALLA ESISTENTE	43
5.1	SOLLECITAZIONI	43
5.2	ORDINE SUPERIORE DI TIRANTI PASSIVI SUBORIZZONTALI	44
5.3	ORDINE INFERIORE DI TIRANTI PASSIVI SUBORIZZONTALI	45
5.4	PALI SPALLA ESISTENTE	46
5.4.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	46
5.4.2	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	47
5.4.3	<i>Verifica a taglio</i>	48
5.5	PIEDE DI FONDAZIONE	49
5.5.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	49
5.5.2	<i>Verifica tirante-puntone.....</i>	50
5.6	PARAGHIAIA	50
5.6.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	50
5.6.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	51
5.6.3	<i>Verifica a taglio</i>	51
5.7	TIRANTE A TERGO SPALLA	52

5.8	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	52
6	VERIFICA SPALLA DI AMPLIAMENTO	53
6.1	PARAMENTO.....	53
6.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	53
6.1.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	54
6.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	55
6.1	PALI SPALLA AMPLIAMENTO	56
6.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	56
6.1.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	57
6.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	58
7	RITEGNI SISMICI	59
7.1	RITEGNO LONGITUDINALE	59
7.1.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	60
7.1.2	<i>Verifica a taglio</i>	60
7.2	RITEGNI TRASVERSALI	61
7.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	62
7.2.2	<i>Verifica a tirante puntone</i>	62
8	SPOSTAMENTI	63
8.1	PERDITA D'APPOGGIO	63
8.2	ESCURSIONI TERMICHE.....	63

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alle sottostrutture dell'ampliamento del ponte sul sottovia Aposazza sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 1+217.

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 sei dispositivi di ritegno trasversale su tutta larghezza dell'impalcato.

Il fine corsa longitudinale è realizzato mediante il paraghiaia ricostruito 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.

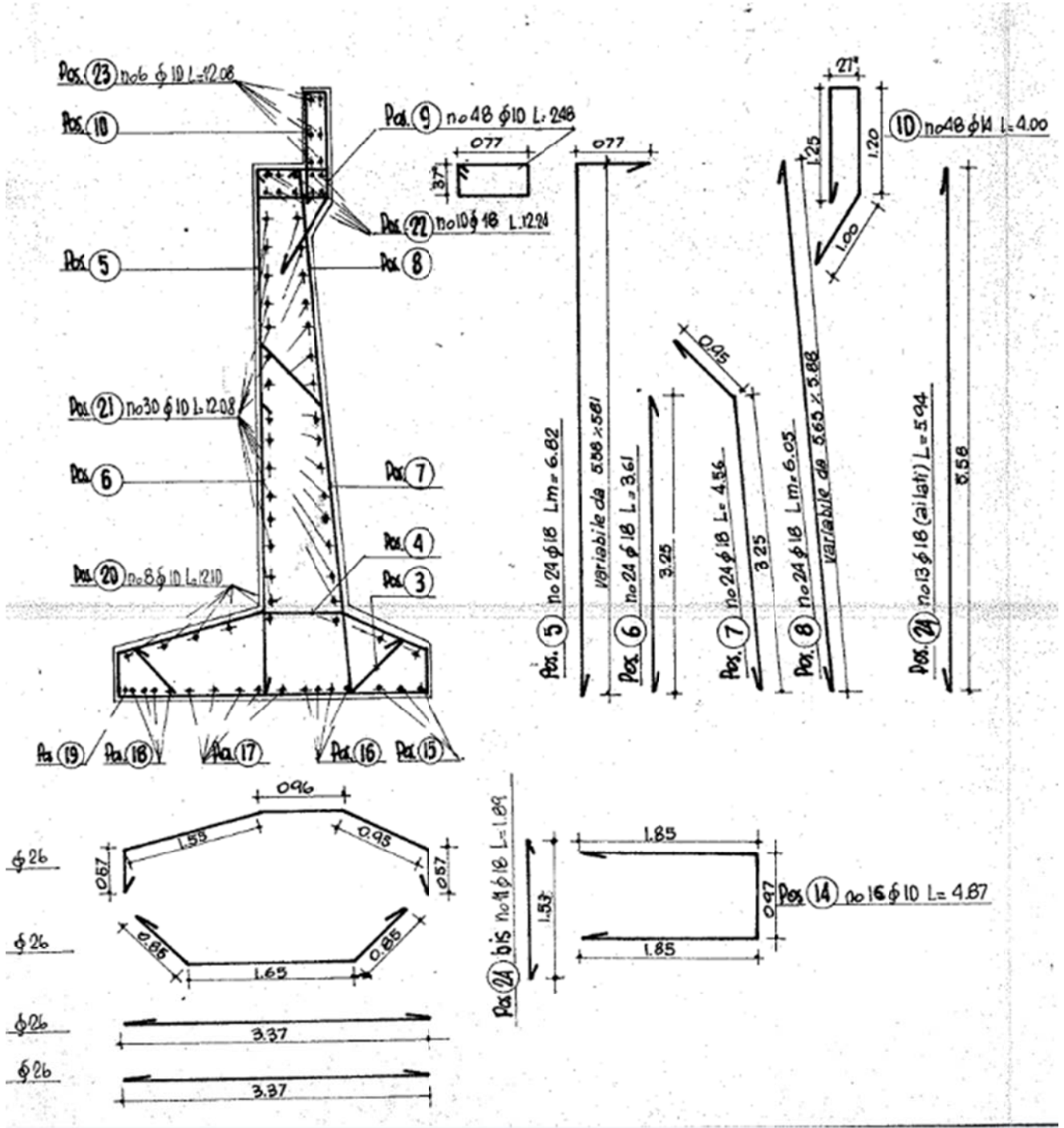


Figura 1-2 Armatura spalla esistente

Le caratteristiche geometriche delle spalle esistenti impiegate nel presente calcolo sono riportate in figura seguente. Nella spalla esistente vengono realizzati due ordini di dei tiranti passivi inclinati a 15° a passo 2.4m disposti a quinconce.

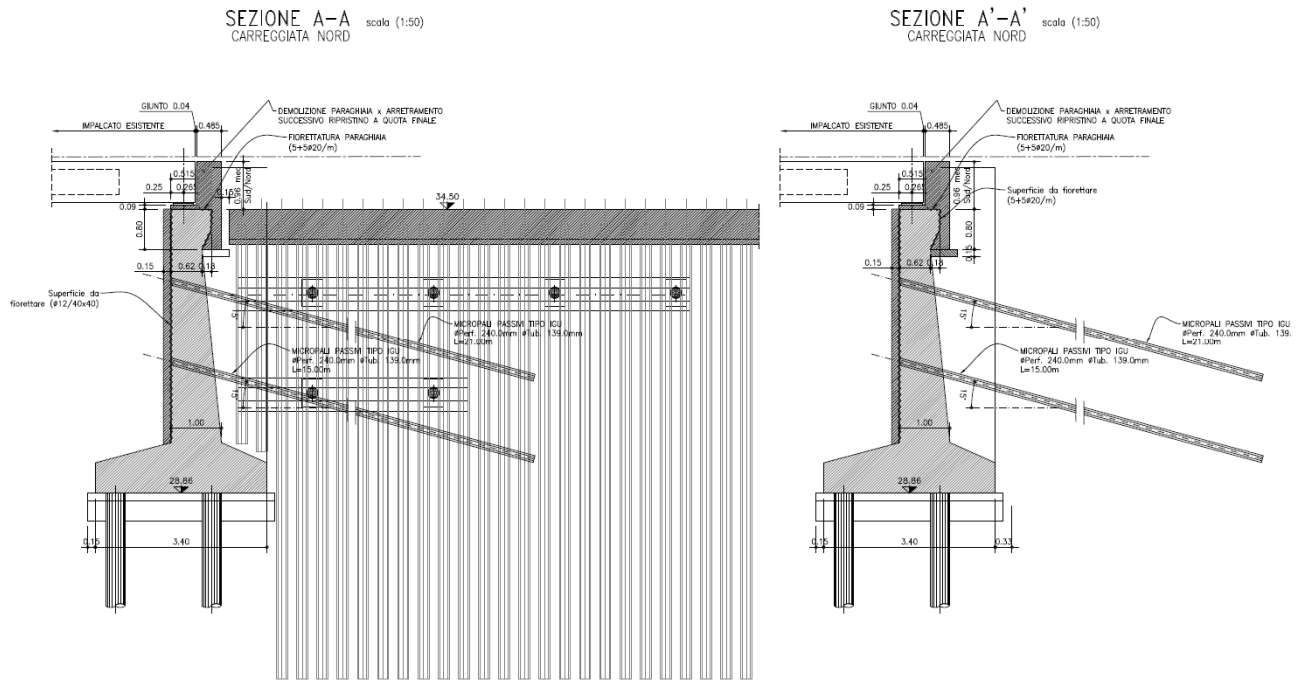


Figura 1-5 - Dettagli tiranti a tergo spalla

Le spalle in ampliamento saranno realizzate in c.a. e fondate su pali $\varnothing 1000$:

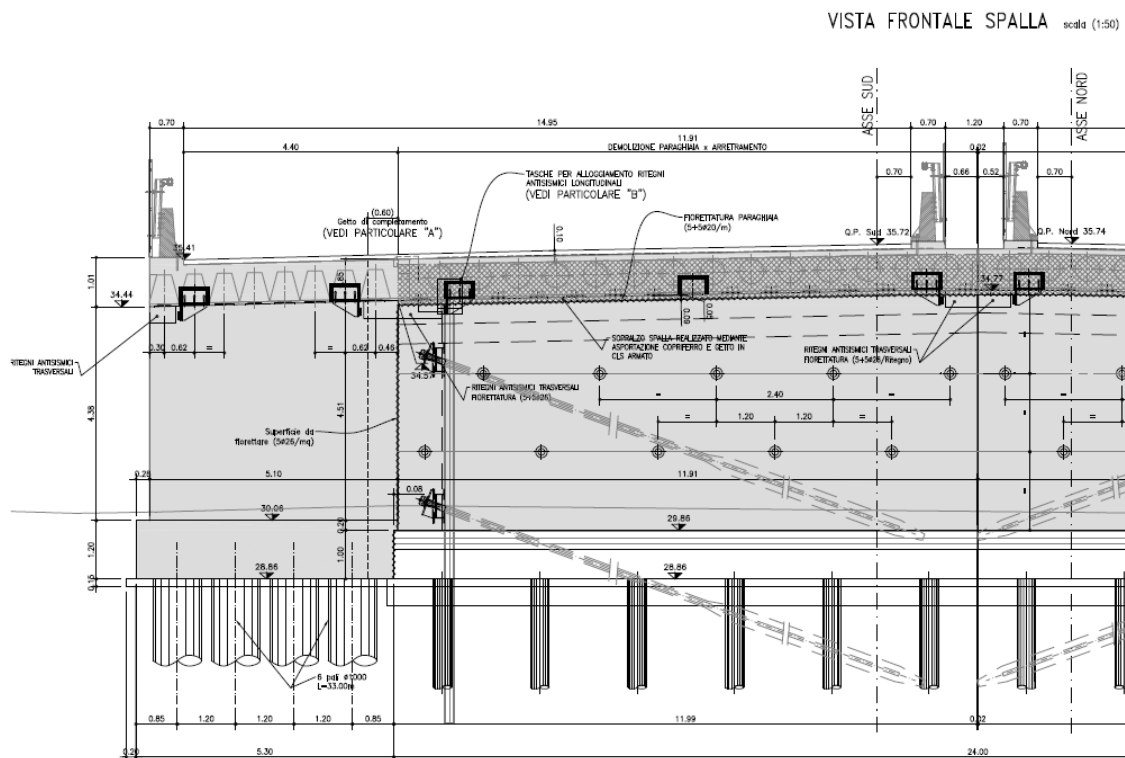


Figura 1-6 - Semi-prospetto spalle con ampliamento

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	$0.213 g = 2.09 \text{ m/s}^2$
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 esposizioneXC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe..... C12/15

Classe di esposizioneX0

FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizioneXC2

ELEVAZIONI PILE

Classe..... C32/40

Classe di esposizioneXF2

PULVINO

Classe..... C32/40

Classe di esposizioneXF4

ELEVAZIONI MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizioneXF2

ELEVAZIONI SPALLE

Classe..... C32/40

Classe di esposizioneXF2

CORDOLI, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI

Classe..... C35/45

Classe di esposizioneXF4

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 esposizioneXF4

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 esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

1.5.3 Materiali opere esistenti

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

Calcestruzzo spalla: $R_m=33 \text{ MPa} \rightarrow R_{ck}=33.92-8=25.92 \text{ MPa}$ equivalente a C20/25

Armadura spalla: $f_y=356 \text{ MPa} \rightarrow f_{yk}=0.7*356=249 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=216 \text{ MPa}$

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

Calcestruzzo equivalente C25/30

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

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

1.5.4 Coefficienti parziali di sicurezza

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

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

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

riferimenti:

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

Piolature

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

riferimenti:

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

Bullonature

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

riferimenti:

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

Saldature

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

riferimenti:

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

Calcestruzzo

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

riferimenti:

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

Acciaio in barre

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

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

1.6 Software di calcolo

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

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

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

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

1.7 Convenzioni generali

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

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

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

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

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano y-z orizzontale, con y posto tangente all'asse di tracciamento 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 impalcati presentano tutti uno schema di vincolo "appoggio-appoggio" per cui le sollecitazioni che trasmettono alla spalla sono solo l'azione verticale e quella orizzontale (longitudinale) funzione del dispositivo di appoggio impiegato.

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

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

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

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

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

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

Viene trascurato l'effetto del vento.

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

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

Le azioni di impalcato così calcolate (v. § 3.1.1) sono poi sommate secondo le combinazioni di Normativa in modo da massimizzare/minimizzare gli effetti delle sollecitazioni sulla spalla:

max/min F_x (azione orizzontale longitudinale)

max/min F_z (azione verticale sulla spalla)

2.1.2 Azioni sul corpo spalla

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

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

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

Data al differente 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.

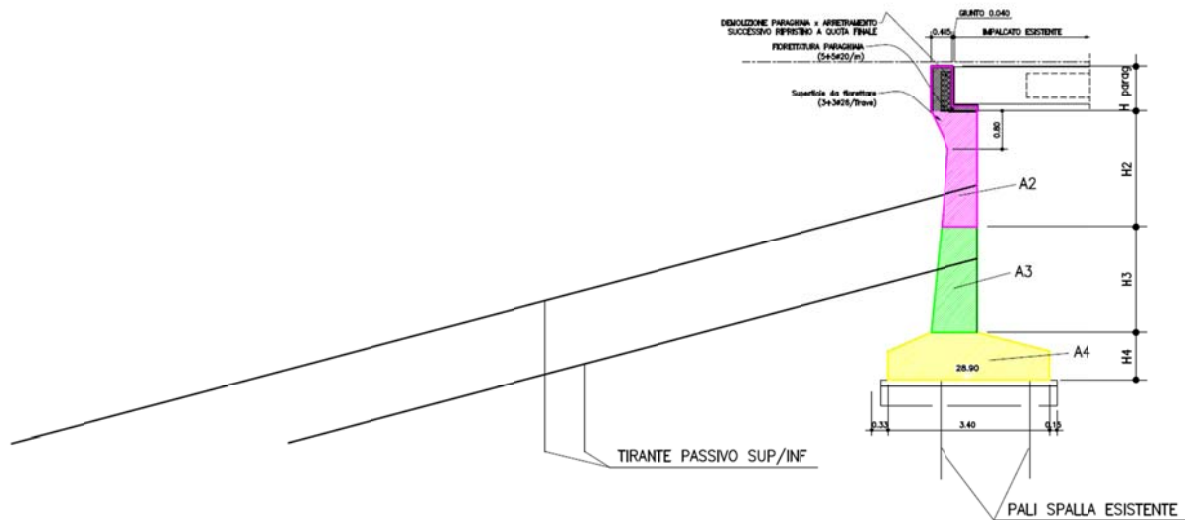
2.1.3 Verifiche eseguite

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

Le verifiche sono state eseguite assegnando orizzontalmente ad ogni elemento resistente del sistema un'aliquota di carico trasmesso per afferenza all'elemento, mentre verticalmente le azioni sono state trasferite interamente ai pali esistenti.

A fronte dei carichi orizzontali gli elementi resistenti consistono nei due ordini di tiranti passivi inclinati a 15° a passo 2.40m disposti a quinconce e nella fondazione a pali della spalla esistente.

Si riporta nell'immagine seguente uno schema grafico che riassume gli elementi resistenti della spalla e la relativa afferenza di ognuno di essi.



Al tirante passivo inclinato sup vengono assegnate le spinte statiche e sismiche agenti su $H_2 + H_{\text{parag}}$ per il relativo l'interasse e le spinte sia statiche che inerziali derivanti dall'impalcato.

Al tirante passivo inclinato inf vengono assegnate le spinte statiche e sismiche agenti su H_3 per il relativo l'interasse.

Ai pali della spalla esistente vengono assegnate le spinte statiche e sismiche agenti su H_4 per il relativo l'interasse, diviso per il numero di pali afferenti all'interasse.

Si riporta nel seguito l'elenco con le quantità dell'immagine precedente:

Hparaghiaia	0.82 m
H2	2.34
H3	2.23 m
H4=Hplinto	1 m
Area 2	1.19 mq
Area 3	1.98 mq
Area 4	2.92 mq
Aimb1	1.69 mq
Aimb2	2.07 mq
Aimb3	2.25 mq
int tir in micropali	6 m
int tir passivi	2.4 m
int pali spalla esistente	2 m
inclinazione	15 °

3 Analisi dei carichi

3.1 Spalle

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

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 Pesi 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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

L calcolo 15.50 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 10 cm ossia con un'intensità pari a 2.20 kN/m².

PESI PROPRI (per impalcato)	γ [kN/m ³]	N.	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]
Travi esistenti	25	14	0.45	15.5		11.25	0	11.25	2441.25
Traversi esistenti	25	0	0	0		0.00	0	0.00	0.00
Soletta esistente	25		0.00	15.5		0	0	0.00	0.00
									2441.25 kN
Travi nuove	25	0	0	0		0	0	0.00	0.00
Traversi nuovi	25	0	0	0		0	0	0.00	0.00
Soletta nuova	25		4.06	15.5		101.60	0	101.60	1574.80
									1574.80 kN
									4016.05 kN
PESI PERMANENTI PORTATI (per impalcato)	γ [kN/m³]	N.	A [m²]	L [m]	q_{sup} [kN/m²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]
Cordoli laterali	25	2	0.175	15.5		4.375	0	4.375	135.63
Cordoli centrali	25	2	0.168	15.5		4.2	0	4.2	130.20
Veletta	25	0	0	15.5		0	0	0	0.00
Pavimentazione (23cm)				15.5	2.2	32.89	0	32.89	509.80
Barriera + Rete				15.5		2	0	2	31.00
FOA / Maschera Laterale				15.5		1	0	1	15.50
Newjersey				15.5		6.2	0	6.2	96.10
									918.22 kN
PESI PROPRI + PERMANENTI PORTATI (per impalcato)									4934.27 kN

Pesi propri e permanenti portati (Fasi 1 e 2a) - Spalla

PESI PROPRI + PERMANENTI PORTATI (per impalcato)	
N. impalcato	2 (1 per ogn
% afferenza alla spalla	0.5
Peso afferente alla spalla	4934.27 kN
Larghezza tot. Impalcato (due carreggiate, nuovo + esistente)	33.9 m
Peso afferente alla spalla per unità di lunghezza	145.5537 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:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-3.41 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+4.96 mm

3.1.1.3 Carichi mobili Q_k (Fase 3b)

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

Nel caso di analisi dei carichi delle sottostrutture esistenti, la carreggiata, di larghezza utile pari a 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 la carreggiata, di larghezza utile pari a 4.44 m, è in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente risulta pari a 1.44 m.

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

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

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

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

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

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

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

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

Per l'impalcato si ottiene quanto esposto in Tabella 3-1 e Tabella 3-2.

Tabella 3-1 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostrutture esistenti

Dimensioni carreggiata:					
Larghezza (B)	14.95 m				
Luce di calcolo (L)	15.5 m				
Larghezza spalla	33.9 m				
N. impalcati	2		1 per senso di marcia		
CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	corsia 3	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	3.00	3.00	5.95	14.95
N. assi Tandem	2	2	2		
Q_{ik} [kN]	300	200	100		1200
Q_{ik} [kN/m]	9	2.5	2.5	2.5	56.875
	Larghezza pedonabile cordoli [m]			q_{fk} [kN/m ²]	TOT.
FOLLA [kN/m]	0			2.5	0
$N_{traffico/impalcato}$ (N sulla spalla per impalcato)					1640.78 kN
$N_{traffico}$ (N sulla spalla)					3281.56 kN
L_{SPALLA} (nuova + esistente)					33.9 m
$N_{traffico}/metro$					96.80 kN/m

Tabella 3-2 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostrutture di ampliamento

CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato				
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3,00	0,00	1,44	4,44
N. assi Tandem	2	0		
Q_{ik} [kN]	300	0		600
Q_{ik} [kN/m]	9	0	2,5	30,6
	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	15.50 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$H_{frenatura}/impalcato$	401.85 kN
$H_{frenatura}$	803.7 kN
$H_{frenatura}/metro$	23.71 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	0.213 g
F_0	2.439
T_c^*	0.305 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1.62
S	1.62
C_c	2.263
T_B	0.23
T_c	0.69
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:

$m_{IMPALCATO}$	502983.7 kg
% attrito	100 %
$F_{SISMICA}$	1703.40 kN
L_{SPALLA}	33.9 m
$F_{SISMICA}/m$	50.25 kN/m

3.1.1.6 Inclinazione impalcato

L'impalcato risulta retto quindi tutte le azioni sono orientate ortogonalmente all'asse di tracciamento.

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 3-3 - Pesì propri spalla esistente

Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	23.84 m
L _{PLINTI}	23.84 m
L _{SPALLA (esistente)}	23.84 m
γ	25 kN/m ³
X _{G, PALIFICATA}	2.05 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0.4122 m ²
L _{PARAGHIAIA}	23.84 m
X _{G, PARAGHIAIA}	1.14 m
Y _{G, PARAGHIAIA}	6.165 m
<u>SPALLA paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	2.2095 m ²
L _{PARAMENTO}	23.84 m
X _{G, PARAMENTO}	1.46 m
Y _{G, PARAMENTO}	3.35 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	2.92 m ²
L _{PLINTO}	23.84 m
X _{G, PLINTO}	1.66 m
Y _{G, PLINTO}	0.44 m
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	23.84
P.P. Paraghiaia/metro	10.305 kN/m
P.P. Paramento/metro	55.24 kN/m
P.P. Plinto/metro	73.00 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L _{SPALLA}	23.84 m	
F _X	245.67 kN	
F _X /metro	10.305 kN/m	

γ	25 kN/m ³	PARAMENTO
L _{SPALLA}	23.84 m	
F _X	1562.53 kN	
F _X /metro	65.54 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0.26 m	
e _{x,PARAMENTO}	0.06 m	
My/metro	0.63 kNm/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L _{SPALLA}	23.84 m	
F _X	3302.85 kN	
F _X /metro	138.54 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0.91 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0.59 m	
e _{x,PLINTO}	-0.39 m	
My/metro	-70.44 kNm/m	

Tabella 3-4 - Pesì propri spalla in ampliamento

SPALLA paraghiaia	
A (Area)	0,412 m ²
L _{PARAGHIAIA}	5,3 m
X _{G,PARAGHIAIA}	2,44 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	6,34 m
SPALLA paramenti	
N. paramenti	1
A _{media}	4,71 m ²
L _{PARAMENTO}	5,3 m
X _{G,PARAMENTO}	2,7 m
Y _{G,PARAMENTO}	3,56 m
SPALLA plinti paramenti	
N. paramenti	1
A _{media}	5,64 m ²
L _{PLINTO}	5,3 m
X _{G,PLINTO}	2,35 m
Y _{G,PLINTO}	0,6 m

γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	5,3
P.P. Paraghiaia/metro	10,300 kN/m
P.P. Paramento/metro	117,75 kN/m
P.P. Plinto/metro	141,00 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L _{SPALLA}	5,30 m	
F _x	54,59 kN	
F _x /metro	10,300 kN/m	

γ	25 kN/m ³	PARAMENTO
L _{SPALLA}	5,30 m	
F _x	678,67 kN	
F _x /metro	128,05 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0,26 m	
e _{x,PARAMENTO}	0,00 m	
My/metro	-2,68 kNm/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L _{SPALLA}	5,30 m	
F _x	1425,97 kN	
F _x /metro	269,05 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0,41 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0,15 m	
e _{x,PLINTO}	-0,50 m	
My/metro	-92,39 kNm/m	

3.1.2.2 Spinta delle terre G_{k,ep}

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

Tabella 3-5 - Parametri del terreno M1 e M2

Φ_K	γ_{M2}	Φ_K	tg (Φ_{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 3-6 - 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}	23.84 m	L_{SPALLA}	23.84 m
$H_{spingente}$	6.57 m	$H_{spingente}$	6.57 m
$H_{PARAGHIAIA}$	0.82 m	$H_{PARAGHIAIA}$	0.82 m
$H_{PARAMENTO}$	4.64 m	$H_{PARAMENTO}$	4.64 m
H_{PLINTO}	1 m	H_{PLINTO}	1 m
$H_{media(spalla)}$	6.46 m	$H_{media(spalla)}$	6.46 m
$B_{terreno imbarcato}$	0.9 m	$B_{terreno imbarcato}$	0.9 m
θ	0 °	θ	0 °
$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	0.5117 m	$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	0.5117 m
$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	3.07 m	$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	3.07 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2.05 m	$X_{G,PALIFICATA}$	2.05 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	23.84 m	$L_{PARAGHIAIA}$	23.84 m
$H_{PARAGHIAIA}$	0.82 m	$H_{PARAGHIAIA}$	0.82 m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	11.65 kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	14.77 kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	6.05 m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	6.05 m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	43.44 kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	55.05 kN
$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	5.91 m	$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	5.91 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
$N_{PARAMENTO}$	1 -	$N_{PARAMENTO}$	1 -
$L_{PARAMENTO}$	23.84 m	$L_{PARAMENTO}$	23.84 m
$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	23.84 m	$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	23.84 m
$H_{PARAMENTO}$	4.64 m	$H_{PARAMENTO}$	4.64 m
$S_{1,PARAMENTO}$	557.56 kN	$S_{1,PARAMENTO}$	706.63 kN
$Y_{S1,PARAMENTO}$	3.32 m	$Y_{S1,PARAMENTO}$	3.32 m
$S_{2,PARAMENTO}$	1390.90 kN	$S_{2,PARAMENTO}$	1762.77 kN
$Y_{S2,PARAMENTO}$	2.55 m	$Y_{S2,PARAMENTO}$	2.55 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1 -	$N_{PARAMENTI}$	1 -
L_{PLINTO}	23.84 m	$L_{PARAMENTI}$	23.84 m
$L_{SPINTA,PLINTO}$	23.84 m	$L_{SPINTA,PLINTO}$	23.84 m
H_{PLINTO}	1 m	$H_{PARAMENTI}$	1 m

$S_{1,PLINTO}$	719.69 kN	$S_{1,PARAMENTI}$	912.10 kN
$Y_{S1,PLINTO}$	0.50 m	$Y_{S1,PARAMENTI}$	0.50 m
$S_{2,PLINTO}$	64.60 kN	$S_{2,PARAMENTI}$	81.88 kN
$Y_{S2,PLINTO}$	0.33 m	$Y_{S2,PARAMENTI}$	0.33 m

M1:

M2:

$F_{Y_{SPINTA}}$	2787.84 kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	3533.20 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{Z_{SPINTA}}$	6102.01 kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	7733.44 kNm	
$F_{X_{terreno\ imbarcato}}$	2390.20 kN	$F_{X_{terreno\ imbarcato}}$	2390.20 kN	
$M_{Z_{terreno\ imbarcato}}$	-3676.84 kNm	$M_{Z_{terreno\ imbarcato}}$	-3676.84 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	116.94 kN/m	$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	148.20 kN/m	
$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	255.96 kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	324.39 kNm/m	
$F_{X_{terreno\ imbarcato}/metro}$	100.26 kN/m	$F_{X_{terreno\ imbarcato}/metro}$	100.26 kN/m	
$M_{Z_{terreno\ imbarcato}/metro}$	-154.23 kNm/m	$M_{Z_{terreno\ imbarcato}/metro}$	-154.23 kNm/m	

$F_{Y_{SPINTA}}$	55.09 kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	69.82 kN	BASE PARAGHIAIA
$M_{Z_{SPINTA}}$	11.14 kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	14.12 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	2.31 kN/m	$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	2.93 kN/m	
$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	0.47 kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	0.59 kNm/m	

$F_{Y_{SPINTA}}$	2003.55 kN	$F_{Y_{SPINTA}}$	2539.22 kN	BASE PARAMENTO
$M_{Z_{SPINTA}}$	3717.08 kNm	$M_{Z_{SPINTA}}$	4710.88 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	84.04 kN/m	$F_{Y_{SPINTA}/metro}$	106.51 kN/m	
$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	155.92 kNm/m	$M_{Z_{SPINTA}/metro}$	197.60 kNm/m	

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

SPINTA STATICA TERRENO DI VALLE SPALLE ESISTENTI

M1	
γ	20 kN/m ³
$A_{terreno\ imbarcato\ VALLE}$	0.928 m ²
$X_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2.7 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2.05 m
N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	23.84 m

M2	
γ	20 kN/m ³
$A_{terreno\ imbarcato}$	0.928 m ²
$X_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2.7 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2.05 m
N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	23.84 m

$F_{x_{\text{terreno imbarcato VALLE}}}$	442.47 kN	INTRAD. FOND.	$F_{x_{\text{terreno imbarcato VALLE}}}$	442.47 kN
$M_{z_{\text{terreno imbarcato VALLE}}}$	287.61 kNm		$M_{z_{\text{terreno imbarcato VALLE}}}$	287.61 kNm
L_{SPALLA}	23.84 m		L_{SPALLA}	23.84 m
$F_{x_{\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}}$	18.56 kN/m		$F_{x_{\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}}$	18.56 kN/m
$M_{z_{\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}}$	12.06 kNm/m		$M_{z_{\text{terreno imbarcato VALLE/metro}}}$	12.06 kNm/m

Analogamente per la spalla in ampliamento.

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

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO			
M1		M2	
K_0	0.426	K_0	0.511
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
L_{SPALLA}	5.30 m	L_{SPALLA}	5.30 m
$H_{\text{spingente}}$	6.76 m	$H_{\text{spingente}}$	6.76 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.85 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.85 m
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.71 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.71 m
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	6.76 m	$H_{\text{media(spalla)}}$	6.76 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2.2 m	$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2.2 m
θ	0 °	θ	0 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato MONTE}}$	1.1 m	$X_{G,\text{terreno imbarcato MONTE}}$	1.1 m
$Y_{G,\text{terreno imbarcato MONTE}}$	3.98 m	$Y_{G,\text{terreno imbarcato MONTE}}$	3.98 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	2.85 m	$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	2.85 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	5.3 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	5.3 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.85 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.85 m
$S_{1,\text{PARAGHIAIA}}$	0.00 kN	$S_{1,\text{PARAGHIAIA}}$	0.00 kN
$Y_{S1,\text{PARAGHIAIA}}$	6.335 m	$Y_{S1,\text{PARAGHIAIA}}$	6.335 m
$S_{2,\text{PARAGHIAIA}}$	16.33 kN	$S_{2,\text{PARAGHIAIA}}$	19.58 kN
$Y_{S2,\text{PARAGHIAIA}}$	6.19 m	$Y_{S2,\text{PARAGHIAIA}}$	6.19 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1 -	$N_{\text{PARAMENTO}}$	1 -
$L_{\text{PARAMENTO}}$	5.3 m	$L_{\text{PARAMENTO}}$	5.3 m
$L_{\text{SPINTA,PARAMENTO}}$	5.3 m	$L_{\text{SPINTA,PARAMENTO}}$	5.3 m
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.71 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.71 m
$S_{1,\text{PARAMENTO}}$	180.96 kN	$S_{1,\text{PARAMENTO}}$	216.98 kN

Y _{S1,PARAMENTO}	3.56 m	Y _{S1,PARAMENTO}	3.56 m
S _{2,PARAMENTO}	501.37 kN	S _{2,PARAMENTO}	601.15 kN
Y _{S2,PARAMENTO}	2.77 m	Y _{S2,PARAMENTO}	2.77 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -	N _{PARAMENTI}	1 -
L _{PLINTO}	5.3 m	L _{PARAMENTI}	5.3 m
L _{SPINTA,PLINTO}	5.3 m	L _{SPINTA,PLINTO}	5.3 m
H _{PLINTO}	1.2 m	H _{PARAMENTI}	1.2 m
S _{1,PLINTO}	301.58 kN	S _{1,PARAMENTI}	361.60 kN
Y _{S1,PLINTO}	0.60 m	Y _{S1,PARAMENTI}	0.60 m
S _{2,PLINTO}	32.54 kN	S _{2,PARAMENTI}	39.02 kN
Y _{S2,PLINTO}	0.40 m	Y _{S2,PARAMENTI}	0.40 m

F _{YSPINTA}	1032.79 kN	F _{YSPINTA}	1238.32 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{ZSPINTA}	2327.21 kNm	M _{ZSPINTA}	2790.35 kNm	
F _{Xterreno imbarcato}	1296.59 kN	F _{Xterreno imbarcato}	1296.59 kN	
M _{Zterreno imbarcato}	-2269.04 kNm	M _{Zterreno imbarcato}	-2269.04 kNm	
L _{SPALLA}	5.30 m	L _{SPALLA}	5.30 m	
F _{YSPINTA/metro}	194.87 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	233.65 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	439.10 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	526.48 kNm/m	
F _{Xterreno imbarcato/metro}	244.64 kN/m	F _{Xterreno imbarcato/metro}	244.64 kN/m	
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-428.12 kNm/m	M _{Zterreno imbarcato/metro}	-428.12 kNm/m	

F _{YSPINTA}	16.33 kN	F _{YSPINTA}	19.58 kN	BASE PARAGHIAIA
M _{ZSPINTA}	4.63 kNm	M _{ZSPINTA}	5.55 kNm	
L _{SPALLA}	5.30 m	L _{SPALLA}	5.30 m	
F _{YSPINTA/metro}	3.08 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	3.69 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	0.87 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	1.05 kNm/m	

F _{YSPINTA}	698.66 kN	F _{YSPINTA}	837.70 kN	BASE PARAMENTO
M _{ZSPINTA}	1294.85 kNm	M _{ZSPINTA}	1552.54 kNm	
L _{SPALLA}	5.30 m	L _{SPALLA}	5.30 m	
F _{YSPINTA/metro}	131.82 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	158.06 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	244.31 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	292.93 kNm/m	

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 3-9 - 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
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.82 m		$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.82 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	23.84 m		$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	23.84 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1		$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.64 m		$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.64 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	23.84 m		$L_{\text{PARAMENTO}}$	23.84 m
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1 m		H_{PLINTO}	1 m
L_{PLINTO}	23.84 m		L_{PLINTO}	23.84 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	0.9 m		$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	0.9 m
L_{SPALLA}	23.84 m		L_{SPALLA}	23.84 m
H_{SPALLA}	6.46 m		H_{SPALLA}	6.00 m

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	834.68 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	1057.84 kN
$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	429.12 kN		$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	429.12 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	35.01 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	44.37 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	113.09 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	143.32 kNm
$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	18.00 kN/m		$F_{X_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	18.00 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	-28.80 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	-28.80 kNm/m

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	105.95 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	134.28 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	4.44 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	5.63 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	1.82 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	2.31 kNm

$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	705.48 kN	PARAMENTO	$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}}$	894.09 kN
$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	29.59 kN/m		$F_{Y_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	37.50 kN/m
$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	80.79 kNm/m		$M_{Z_{\text{SOVRACC. TRAFFICO}}/\text{metro}}$	102.39 kNm

Tabella 3-10 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla in ampliamento

M1		M2	
k_a	0,271	k_a	0,343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²	Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0,85 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	0,85 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	5,3 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	5,3 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1	$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4,71 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	4,71 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	5,3 m	$L_{\text{PARAMENTO}}$	5,3 m
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1,2 m	H_{PLINTO}	1,2 m
L_{PLINTO}	5,3 m	L_{PLINTO}	5,3 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	2,2 m	$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	2,2 m
L_{SPALLA}	5,30 m	L_{SPALLA}	5,3 m
H_{SPALLA}	6,76 m	H_{SPALLA}	6,00 m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	194,18 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	246,10 kN
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	233,20 kN		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	233,20 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	36,64 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	46,43 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	123,84 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	156,94 kNm
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	44,00 kN/m		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	44,00 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-77,00 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-77,00 kNm/m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	24,42 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	30,94 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	4,61 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	5,84 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	1,96 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	2,48 kNm

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	159,71 kN	PARAMENTO	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	202,41 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	30,13 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	38,19 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	83,77 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	106,17 kNm

3.1.2.4 Inerzia sismica corpo spalla

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

FORZE INERZIALI SPALLA

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10 %
T_R	949 anni
a_g	0.213 g
F_0	2.439
T_c^*	0.305 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1.62
S	1.62
C_c	2.26
T_B	0.23
T_C	0.69
T_D	1.69

Tabella 3-11 – Inerzia sismica - Spalla esistente

Massa	336682.28 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	1140.20 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	2.37 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	2702.28 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	47.83 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	113.35 kNm/m	

Massa	25042.94 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	84.81 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.43 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	36.04 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SISMICA}/metro}$	3.56 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}/metro}$	1.51 kNm/m	

Massa paraghiaia	25042.94 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	134236.70 kg	
$F_{Y_{SISMICA}}$	539.41 kN	
$y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	5.17 m	

$Y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	2.35 m	
$M_{Z,SISMICA}$	1506.36 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y,SISMICA}/metro$	22.63 kN/m	
$M_{Z,SISMICA}/metro$	63.19 kNm/m	

Tabella 3-12 – Inerzia sismica - Spalla ampliamento

Massa	145358,31 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y,SISMICA}$	492,27 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	2,11 m	
$M_{Z,SISMICA}$	1038,69 kNm	
L_{SPALLA}	5,30 m	
$F_{Y,SISMICA}/metro$	92,88 kN/m	
$M_{Z,SISMICA}/metro$	195,98 kNm/m	

Massa	5564,73 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{Y,SISMICA}$	18,85 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0,43 m	
$M_{Z,SISMICA}$	8,10 kNm	
L_{SPALLA}	5,30 m	
$F_{Y,SISMICA}/metro$	3,56 kN/m	
$M_{Z,SISMICA}/metro$	1,53 kNm/m	

Massa paraghiaia	5564,73 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	63616,21 kg	
$F_{Y,SISMICA}$	234,29 kN	
$Y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	5,14 m	
$Y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	2,36 m	
$M_{Z,SISMICA}$	605,31 kNm	
L_{SPALLA}	5,30 m	
$F_{Y,SISMICA}/metro$	44,21 kN/m	
$M_{Z,SISMICA}/metro$	114,21 kNm/m	

3.1.2.5 Inerzia sismica terreno imbarcato

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

Tabella 3-13 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla esistente

Massa terreno imbarcato	243649.17 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	825.14 kN	
Y_G	3.07 m	
$M_{SISMICA}$	2533.17 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	34.61 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	106.26 kNm/m	
Massa terreno imbarcato	243649.17 kg	BASE PARAMENTO
$F_{SISMICA}$	825.14 kN	
Y_G	2.07 m	
$M_{SISMICA}$	1708.04 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	34.61 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	71.65 kNm/m	
Massa terreno imbarcato	40681.10 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	137.77 kN	
Y_G	0.42 m	
$M_{SISMICA}$	57.17 kNm	
L_{SPALLA}	23.84 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	5.78 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	2.40 kNm/m	

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

Massa terreno imbarcato	132170,44 kg	INTRAD. FONDAZIONE
F _{SISMICA}	447,61 kN	
Y _G	3,98 m	
M _{SISMICA}	1781,47 kNm	
L _{SPALLA}	5,30 m	
F _{Y_{SISMICA}/metro}	84,45 kN/m	
M _{Z_{SISMICA}/metro}	336,13 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	20205,91 kg	BASE PARAGHIAIA
F _{SISMICA}	68,43 kN	
Y _G	0,43 m	
M _{SISMICA}	29,08 kNm	
L _{SPALLA}	5,30 m	
F _{Y_{SISMICA}/metro}	12,91 kN/m	
M _{Z_{SISMICA}/metro}	21,87 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	132170,44 kg	BASE PARAMENTO
F _{SISMICA}	447,61 kN	
Y _G	2,78 m	
M _{SISMICA}	1244,35 kNm	
L _{SPALLA}	5,30 m	
F _{Y_{SISMICA}/metro}	84,45 kN/m	
M _{Z_{SISMICA}/metro}	234,78 kNm/m	

3.1.2.6 Sovrappinta sismica terreno imbarcato

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

Coefficiente di spinta sismico secondo Mononobe-Okabe

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

Coefficiente di spinta attiva secondo Rankine

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

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	tg(ϕ_k)	γ_{M2}	tg(ϕ_{a2})	ϕ_{a2} [rad]	ϕ_{a2} [°]
35	0,61	0,70	1,25	0,56	0,51	29,26

Tabella 3-15 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE ESISTENTI						
	M1			M2		
$H_{media(spalla)}$	6.46	m		$H_{media(spalla)}$	6.46	m
γ	20	kN/m^3		γ	20	kN/m^3
K_a	0.271			K_a	0.343	
k_h	0.345			k_h	0.345	
k_v	0.173			k_v	0.173	
θ	16.40	°		θ	16.40	°
α	96	°		α	96	°
β	0	°		β	0	°
δ	0	°		δ	0	°
$K_{a,e}$	0.432			$K_{a,e}$	0.540	
S_e	211.29	kN		S_e	264.15	kN
S_a	113.09	kN/m		S_a	143.32	kN/m
ΔS	98.20	kN/m		ΔS	120.83	kN/m
$q_{\Delta S}$	15.20	$kN/m/m$		$q_{\Delta S}$	18.70	$kN/m/m$

Paraghiaia	
$L_{PARAGHIAIA}$	23.84 m
$H_{PARAGHIAIA}$	0.82 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	297.18 kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	6.05 m
Paramento	
$N_{PARAMENTO}$	1 -
$L_{PARAMENTO}$	23.8 m
$H_{PARAMENTO}$	4.64 m
$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	1681.58 kN
$Y_{Se,PARAMENTO}$	3.32 m
Plinto	
N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	23.8 m
H_{PLINTO}	1 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	362.41 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0.5 m

Paraghiaia	
$L_{PARAGHIAIA}$	23.84 m
$H_{PARAGHIAIA}$	0.82 m
$S_{e,PARAGHIAIA}$	365.65 kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	6.05 m
Paramento	
$N_{PARAMENTO}$	1 -
$L_{PARAMENTO}$	23.84 m
$H_{PARAMENTO}$	4.64 m
$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	2069.02 kN
$Y_{Se,PARAMENTO}$	3.32 m
Plinto	
N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	23.84 m
H_{PLINTO}	1 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	445.91 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0.5 m

$F_{Y_{\Delta Se}}$	2341.17 kN	INTRAD FONDA 7	$F_{Y_{\Delta Se}}$	2880.58 kN
$M_{Z_{\Delta Se}}$	7561.98 kNm		$M_{Z_{\Delta Se}}$	9304.26 kNm

L_{SPALLA}	23.84 m		L_{SPALLA}	23.84 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	98.20 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	120.83 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	317.20 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	390.28 kNm/m

$F_{y\Delta Se}$	297.18 kN	PARAGHIAIA	$F_{y\Delta Se}$	365.65 kN
$M_{z\Delta Se}$	92.12 kNm		$M_{z\Delta Se}$	113.35 kNm
L_{SPALLA}	23.84 m		L_{SPALLA}	23.84 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	12.47 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	15.34 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	3.86 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	4.75 kNm/m

$F_{y\Delta Se}$	1978.76 kN	PARAMENTO	$F_{y\Delta Se}$	2434.67 kN
$M_{z\Delta Se}$	5402.02 kNm		$M_{z\Delta Se}$	6646.64 kNm
L_{SPALLA}	23.84 m		L_{SPALLA}	23.84 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	83.00 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	102.13 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	226.59 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	278.80 kNm/m

Tabella 3-16 - Sovrappinta sismica - Spalla in ampliamento

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO			
M1		M2	
$H_{media(spalla)}$	6,76 m	$H_{media(spalla)}$	6,76 m
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
K_a	0,271	K_a	0,343
k_h	0,345	k_h	0,345
k_v	0,173	k_v	0,173
θ	16,40 °	θ	16,40 °
α	90 °	α	90 °
β	0 °	β	0 °
δ	0 °	δ	0 °
$K_{a,e}$	0,473	$K_{a,e}$	0,578
S_e	253,44 kN	S_e	309,81 kN
S_a	123,84 kN/m	S_a	156,94 kN/m
ΔS	129,60 kN/m	ΔS	152,86 kN/m
$q_{\Delta S}$	19,17 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	22,61 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	5,3 m	$L_{PARAGHIAIA}$	5,3 m
$H_{PARAGHIAIA}$	0,85 m	$H_{PARAGHIAIA}$	0,85 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	86,37 kN	$S_{e,PARAGHIAIA}$	101,87 kN
$\gamma_{Se,PARAGHIAIA}$	6,335 m	$\gamma_{Se,PARAGHIAIA}$	6,335 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
$N_{PARAMENTO}$	1 -	$N_{PARAMENTO}$	1 -

$L_{\text{PARAMENTO}}$	5,3 m		$L_{\text{PARAMENTO}}$	5,3 m
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4,71 m		$H_{\text{PARAMENTO}}$	4,71 m
$\Delta S_{e,\text{PARAMENTO}}$	478,58 kN		$\Delta S_{e,\text{PARAMENTO}}$	564,48 kN
$Y_{\text{Se,PARAMENTO}}$	3,555 m		$Y_{\text{Se,PARAMENTO}}$	3,555 m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	5,3 m		L_{PLINTO}	5,3 m
H_{PLINTO}	1,2 m		H_{PLINTO}	1,2 m
$\Delta S_{e,\text{PLINTO}}$	121,93 kN		$\Delta S_{e,\text{PLINTO}}$	143,82 kN
$Y_{\text{Se,PLINTO}}$	0,6 m		$Y_{\text{Se,PLINTO}}$	0,6 m
$F_{y\Delta Se}$	686,88 kN	INTRAD. FONDAZ.	$F_{y\Delta Se}$	810,17 kN
$M_{z\Delta Se}$	2321,65 kNm		$M_{z\Delta Se}$	2738,37 kNm
L_{SPALLA}	5,30 m		L_{SPALLA}	5,30 m
$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	129,60 kN/m		$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	152,86 kN/m
$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	438,05 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	516,67 kNm/m
$F_{y\Delta Se}$	86,37 kN	PARAGHIAIA	$F_{y\Delta Se}$	101,87 kN
$M_{z\Delta Se}$	36,71 kNm		$M_{z\Delta Se}$	43,29 kNm
L_{SPALLA}	5,30 m		L_{SPALLA}	5,30 m
$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	16,30 kN/m		$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	19,22 kN/m
$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	6,93 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	8,17 kNm/m
$F_{y\Delta Se}$	564,95 kN	PARAMENTO	$F_{y\Delta Se}$	666,35 kN
$M_{z\Delta Se}$	1570,56 kNm		$M_{z\Delta Se}$	1852,46 kNm
L_{SPALLA}	5,30 m		L_{SPALLA}	5,30 m
$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	106,59 kN/m		$F_{y\Delta Se}/\text{metro}$	125,73 kN/m
$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	296,33 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/\text{metro}$	349,52 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, sia quelli in micropali verticali che fungono da berlinesi di sostegno in prima fase, sia quelli passivi suborizzontali, vengono calcolati assegnando ad ognuno un'aliquota di azione orizzontale calcolata sulla base dell'afferenza dei vari elementi determinata come descritto nei paragrafi precedenti.

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)

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

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

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

S.L.U. - T_k dominante

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

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

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

S.L.U. - GEO

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

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

S.L.E. – Caratteristica (Rara)

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

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

S.L.E. fond. - T_k dominante

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

S.L.E. - Frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

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

S.L.E. freq. - T_k dominante

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

S.L.E. - Quasi Permanente

Si considera la seguente combinazione.

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

S.L.U. - sismica

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

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

, E_d : sollecitazione sismica.

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

5 Verifica corpo spalla esistente

5.1 Sollecitazioni

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

Forza per afferenza su:	Ordine sup tirante passivo (su H2+Hparagh)	
	Spinta per carichi mobili	17.67 kN/m
	Spinta terre stat su $H_{paraghiaia}+H_2$	28.80 kN/m
	Frenatura	23.71 kN/m
	Spinte terre sism su $H_{paraghiaia}+H_2$	49.56 kN/m
	Inerzia corpo spalla	19.59 kN/m
	Inerzia impalcato	50.25 kN/m
	Inerzia terreno imbarcato	25.96 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR incl a metro	98.08 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV incla metro	180.30 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR a tirante incl	235.39 kN
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV a tirante incl	432.72 kN

Forza per afferenza su:	Ordine inf tirante passivo (su H3)	
	Spinta per carichi mobili	12.09 kN/m
	Spinta terre stat su H_3	52.88 kN/m
	Spinte terre sism su H_3	33.90 kN/m
	Inerzia corpo spalla	17.09 kN/m
	Inerzia terreno imbarcato	15.53 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR incl a metro	90.79 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV incla metro	123.61 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR a tirante incl	217.91 kN
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV a tirante incl	296.67 kN

Forza per afferenza su:	Pali spalla esistente (su H4)	
	Spinta per carichi mobili	5.42 kN/m
	Spinta terre stat su H_4	32.46 kN/m
	Spinte terre sism su H_4	15.20 kN/m
	Inerzia corpo spalla	25.20 kN/m
	Inerzia terreno imbarcato	0.00 kN/m
	Taglio su pali esistenti SLU-STR a metro	51.14 kN/m
	Taglio su pali esistenti SLV a metro	72.87 kN/m
	Taglio su pali esistenti SLU-STR a palo	51.14 kN
	Taglio su pali esistenti SLV a palo	72.87 kN

5.2 Ordine superiore di tiranti passivi suborizzontali

La disposizione dei tiranti passivi a tergo fusto spalla viene realizzata a quinconce, in cui ogni ordine di tirante è interassata a 2.4m. Si ottiene quindi sull'ordine di tiranti superiori una forza massima pari a 417 kN, che proiettata lungo l'asse inclinato a 15° produce un tiro pari a 432 kN.

I tiranti hanno $\Phi_{\text{perf}}=240\text{mm}$ e sono armati con un tubolare $\Phi_{\text{perf}}=139\text{mm}$ sp.12.5mm e lunghezza totale di 21m. Sono realizzati con tecnologia IGU.

Si esegue quindi nel seguito la verifica sia strutturale dell'armatura del micropalo, sia geotecnica di sfilamento.

Verifica strutturale del palo:

$$N_{Ed}=432 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}=A_s \cdot f_{yd}=4968 \times 235 / 1.05=1111 \text{ kN}$$

Verifica di sfilamento:

Si considera il terreno a tergo spalla di caratteristiche meccaniche equivalente ad un mezzo dotato di $N_{\text{spt}}=15$ che fornisce una tensione tangenziale di attrito, per la tecnologia di realizzazione IGU, un valore $\alpha\tau=100$ kPa. Si considera inoltre come reagente il solo tratto di micropalo presente al di fuori del cono di spinta attiva amplificato per l'effetto sismico. Si ottiene quindi una lunghezza del tratto libero in sisma pari a:

$$L_e = L_s (1+1.5 \cdot a_{\text{max}}/g) = 5.55 \text{ m}$$

$$\text{Quindi la lunghezza resistente diventa } L=21-5.55=15.45 \text{ m}$$

Si ottiene:

Interasse tiranti	2.4	m
Coefficiente parziale per le azioni γ_E	1	
Tiro caratteristico (P_k)	180.3	kN/m
Tiro di progetto (P_d)	432.72	kN

Diametro perforazione (D)	0.24	m
$\alpha \tau$	100	kPa
γ_R	1.2	
ξ	1.8	

Lunghezza della fondazione

Resistenza di progetto al metro (R_d)	34.91	kN/m
Lunghezza minima (L_{min})	12.40	m
Lunghezza di progetto (L_{bulbo})	15.45	m
Tiro di progetto (P_d)	432.72	kN
Resistenza a sfilamento (R_{ad})	539.31	kN
$P_d \leq R_{a,d}$ sfruttamento	VERIFICATO 0.80	

5.3 Ordine inferiore di tiranti passivi suborizzontali

La disposizione dei tiranti passivi a tergo fusto spalla viene realizzata a quinconce, in cui ogni ordine di tirante è interassata a 2.4m. Si ottiene quindi sull'ordine di tiranti superiori una forza massima pari a 286 kN, che proiettata lungo l'asse inclinato a 15° produce un tiro pari a 296 kN.

I tiranti hanno $\Phi_{\text{perf}}=240\text{mm}$ e sono armati con un tubolare $\Phi_{\text{perf}}=139\text{mm}$ sp.12.5mm e lunghezza totale di 15m. Sono realizzati con tecnologia IGU.

Si esegue quindi nel seguito la verifica sia strutturale dell'armatura del micropalo, sia geotecnica di sfilamento.

Verifica strutturale del palo:

$$N_{\text{Ed}}=296 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Rd}}=A_s \times f_{\text{yd}}=4968 \times 235 / 1.05=1111 \text{ kN}$$

Verifica di sfilamento:

Si considera il terreno a tergo spalla di caratteristiche meccaniche equivalente ad un mezzo dotato di $N_{\text{spt}}=15$ che fornisce una tensione tangenziale di attrito, per la tecnologia di realizzazione IGU, un valore $\alpha\tau=100$ kPa. Si considera inoltre come reagente il solo tratto di micropalo presente al di fuori del cono di spinta attiva amplificato per l'effetto sismico. Si ottiene quindi una lunghezza del tratto libero in sisma pari a:

$$L_e = L_s (1+1.5 \times a_{\text{max}}/g) = 4.45 \text{ m}$$

$$\text{Quindi la lunghezza resistente diventa } L=15-4.45=10.55 \text{ m}$$

Si ottiene:

Interasse tiranti	2.4	m
Coefficiente parziale per le azioni γ_E	1	
Tiro caratteristico (P_k)	123.61	kN/m
Tiro di progetto (P_d)	296.664	kN

Diametro perforazione (D)	0.24	m
$\alpha \tau$	100	kPa
γ_R	1.2	
ξ	1.8	

Lunghezza della fondazione

Resistenza di progetto al metro (R_d)	34.91	kN/m
Lunghezza minima (L_{min})	8.50	m
Lunghezza di progetto (L_{bulbo})	10.55	m
Tiro di progetto (P_d)	296.664	kN
Resistenza a sfilamento (R_{ad})	368.26	kN
$P_d \leq R_{\text{a,d}}$	VERIFICATO	
sfruttamento	0.81	

sovrastutture e dal peso del terreno imbarcato, diviso per il numero di pali della spalla. Vengono trascurati i contributi flettenti generati dai carichi verticali eccentrici in quanto assorbiti assialmente dai vincoli orizzontali.

Carico assiale su:	Pali esistenti
P.P.Spalla	138.54 kN/m
P.Terreno Imb.	118.82 kN/m
PP+Pe.Po. Imp	145.55 kN/m
Traffico su Imp.	96.80 kN/m
Traffico a tergo	18.00 kN/m

N su pali esistenti

N SLV	402.92 kN
Nmax SLU-STR (A1)	698.92 kN
Nmin SLU-STR (A1)	402.92 kN
Nmax SLU-GEO (A2)	534.94 kN

Si ottiene un taglio massimo agente nei pali esistenti pari a 72 kN, ed associato a questo taglio un momento massimo di 82 kNm in combo SLV.

5.4.2 Verifica a pressoflessione

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

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

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 19 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 8

Diametro barre 1.4 [cm]

Copriferro (baric.) 3 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 403 0 kN

M_{xEd} 82 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro :ls

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 Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

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_{c1} 1.829

M_{xRd} 84.38 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 269.6 N/mm²

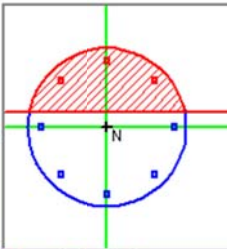
ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 4.516 ‰

d 35 cm

x 15.28 x/d 0.4367

δ 0.9858



La Verifica è soddisfatta.

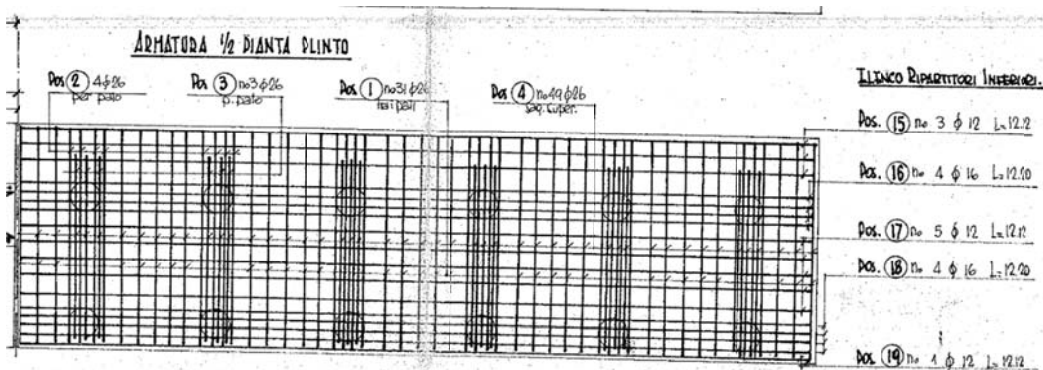
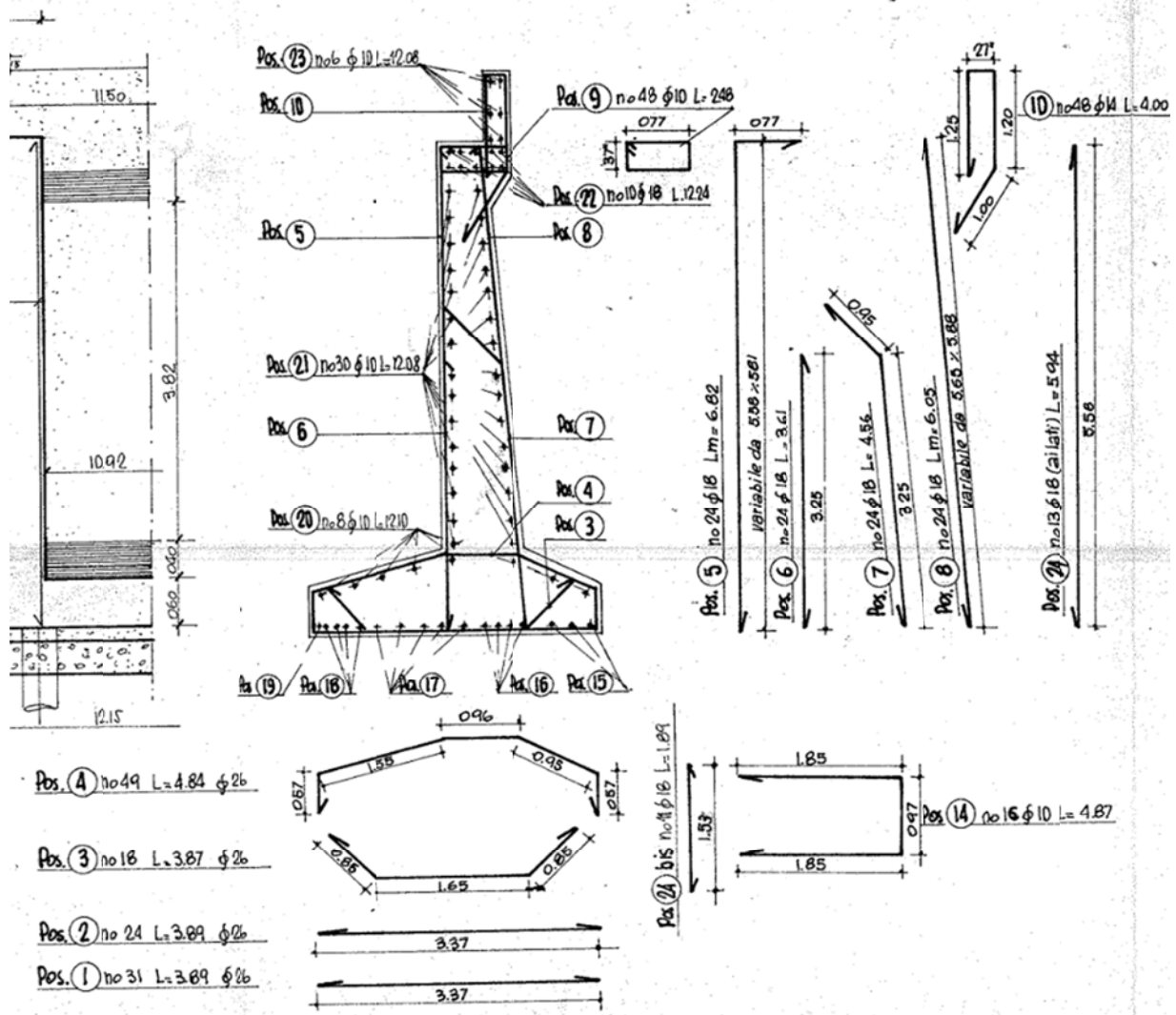
5.4.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	72	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	402	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{yk}	310	N/mm ²
Φ	38	cm
bw	34.20	cm
he	23.34	cm
d	20.34	cm
Asl	12.31	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	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}	5.0750	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	76.239	kN

$V_{Sd,max} = 72.00$ kN

Verifica soddisfatta.

5.5 Piede di fondazione



Superficie di verifica	1.50 m x 1.00 m
As,long sup	1 ϕ 26/25cm
As,long inf	7 ϕ 26/palo

5.5.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni agenti sul piede della spalla sono funzione delle azioni trasmesse dei pali di fondazione alla soola in c.a.

$$N_{\max,SLU\ STR}=698 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLU\ GEO}=534 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV}=402 \text{ kN}$$

5.5.2 Verifica tirante-puntone

Si svolge la verifica della ciabatta di fondazione ipotizzando un comportamento tozzo della mensola soggetta alla forza concentrata trasmessa dal palo di fondazione. L'angolo di inclinazione della biella compressa risulta pari a 42° , e considerando la forza di 698 kN si ottengono le componenti:

$$F_{c,ed}=698/\sin(42^\circ)=1042 \text{ kN}$$

$$F_{s,ed}=698/\tan(42^\circ)=775 \text{ kN}$$

Considerando l'armatura pari a $7\varnothing 26$ ad intradosso ciabatta in prossimità del plinto ed una biella compressa di dimensioni $30 \times 50 \text{ cm}$, si ottiene una forza resistente pari

$$F_{c,rd}=11.33 \times 300 \times 500 = 1699 \text{ kN}$$

$$F_{s,rd}=3715 \times 216 = 802 \text{ kN}$$

Verifiche soddisfatte.

5.6 Paraghiaia

Il paraghiaia viene interamente ricostruito su tutta larghezza dell'impalcato.

Sezione di verifica alla base $1.00 \text{ m} \times 0.485 \text{ m}$

Armatura longitudinale $4 \varnothing 26$ al metro

5.6.1 Sollecitazioni

Si riportano nel seguito le sollecitazioni indotte dalle spinte del terreno a tergo paraghiaia agenti verso valle.

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
13.91	9.12	3.09	-	-	-

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
20.35	28.82	15.68	-	-	-

5.6.2 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	48

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	5
2	21.24	43

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 97.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 333 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 22.98 ‰
 d 43 cm
 x 5.682 x/d 0.1321
 δ 0.7

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

Verifica soddisfatta.

5.6.3 Verifica a taglio

V _{sdu}	102	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
bw	100	cm
d	43.00	cm
Asl	21.23	cm ²
c	5.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	#VALORE!	gradi

ctgθ	#VALORE!	
θ imposto	-	gradi
Asw	-	cm ²
passo staffe	-	cm
f _{cd}	14.110	N/mm ²
f _{ctd0,05}	1.119	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
σ _{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V _{Rd}	200.319	kN

Verifica soddisfatta.

5.7 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): 309 kN per cavalletto

-tiro di congruenza per la combinazione sismica: 603 kN per cavalletto

Azioni assiali resistenti del tirante:

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

5.8 Spalla nel piano trasversale

Considerando la presenza di 2 tiranti passivi suborizzontali lungo il paramento della spalla esistente, a passo ravvicinato, le sollecitazioni indotte nel fusto della spalla per l'effetto dello spanciamento nel piano trasversale risultano molte contenute e quindi la relativa verifica non risulta critica.

6 Verifica spalla di ampliamento

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

6.1 Paramento

Sezione di verifica alla base 1.00 m x 1.20 m

Armatura longitudinale $\varnothing 24 / 15$ cm

6.1.1 Sollecitazioni

Di seguito i massimi valori di sollecitazione ricavati dagli involuipi.

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
582,40	321,00	907,35	582,40	321,00	907,35

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
273,60	416,32	1069,04	-	-	-

6.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	416	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	273	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	116,00	cm
As_l	30,1	cm ²
c	4,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,2281	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	438,604	kN

6.1 Pali spalla ampliamento

I pali ($\Phi 1000$) sono armati con $30\Phi 24$ 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
1162,42	414,89	599,22	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
659,24	551,05	1194,34			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
891,32	374,24	645,93			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
1670	-268	366	765

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
1650	-1560	486	1090

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
1410	-450		

6.1.2 Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: _____ [cm]
 N° barre uguali: 30
 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}: -1560 0 kN
 M_{xEd}: 1090 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
 L_o: 0 cm Col. modello

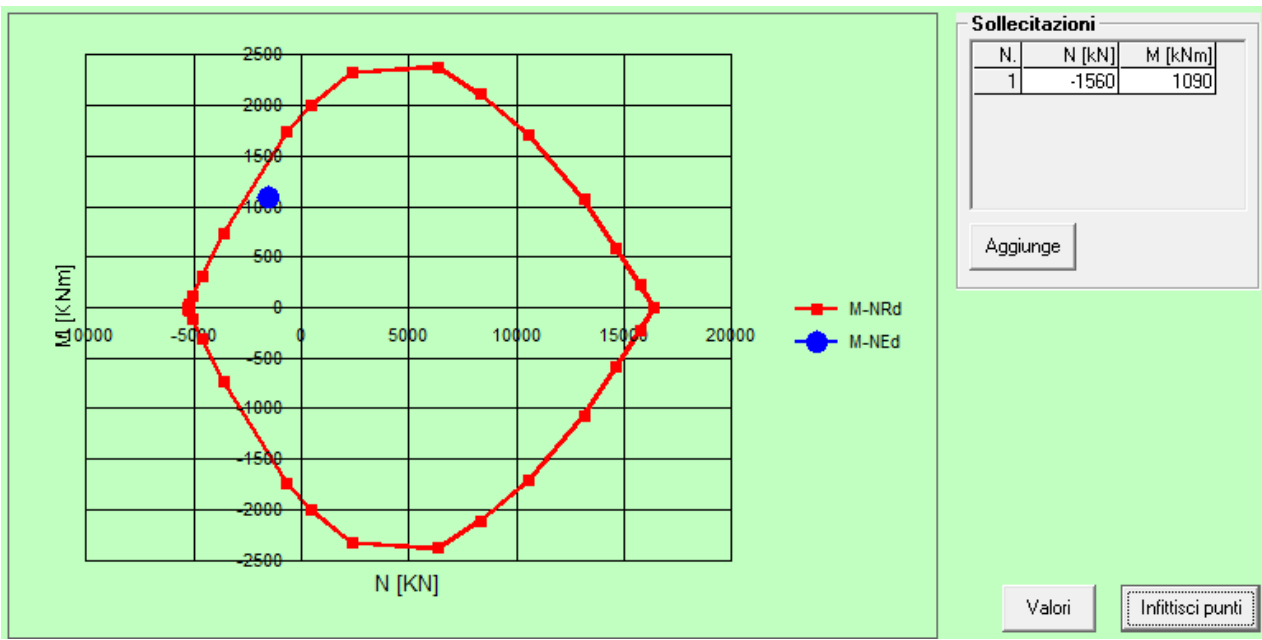
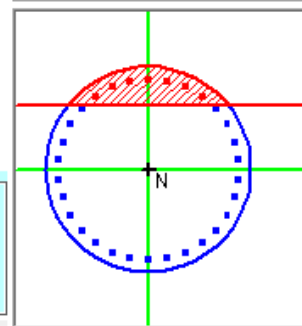
Precompresso

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd} : 1'472 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 13.5 ‰
 d: 94 cm
 x: 19.35 x/d: 0.2058
 δ : 0.7



Verifica soddisfatta.

6.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	486	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-1560	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	100	cm
bw	90.00	cm
he	62.41	cm
d	56.41	cm
Asl	135.6	cm ²
c	6.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	19.85	gradi
$ctg\theta$	2.77	
$\theta_{imposto}$	-	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}	-2.8112	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	621.852	kN
V_{Rsd}	621.852	kN
V_{Rd}	621.852	kN

Verifica soddisfatta.

7 Ritegni sismici

7.1 Ritegno longitudinale

Il vincolo di ritegno sismico longitudinale viene garantito dal paraghiaia, che per questa opera è previsto interamente ricostruito. Su di esso agisce l'intera azione sismica la quale, nel presente caso, consiste nell'azione longitudinale trasmessa da due 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 precedentemente l'azione sismica totale sul ritegno risulta:

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

$$= (2 \times 502983 \text{ kg}) \times 2.09 \text{ m/s}^2 \times 1.62 = \dots\dots\dots 3\,406 \text{ kN}$$

$$F_{LONG,EFF} = 3\,406 \text{ kN} / 33.90 \text{ m} = \dots\dots\dots 102.06 \text{ kN/m}$$

$$M_{LONG,EFF} = F_{LONG,EFF} \times h_{RIT} = 102.06 \text{ kN/m} \times 0.20 \text{ m} = \dots\dots\dots 20.41 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Superficie di verifica} \dots\dots\dots (1.00 \text{ m} \times) 0.48m$$

$$\text{As,long sup} \dots\dots\dots 4\emptyset26/m = 21.24 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{As,long inf} \dots\dots\dots 4\emptyset26/m = 21.24 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{As,trasv} \dots\dots\dots \emptyset10/20 (2 \text{ br.})$$

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	48

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	5
2	21.24	43

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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

α_c N/mm²

α_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

MSd 20.41 kNm/m

MRd 333 kNm/m

Verifica soddisfatta.

7.1.2 Verifica a taglio

V _{sdu}	102	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
bw	100	cm
d	43.00	cm
Asl	21.23	cm ²
c	5.00	cm
α	90	gradi

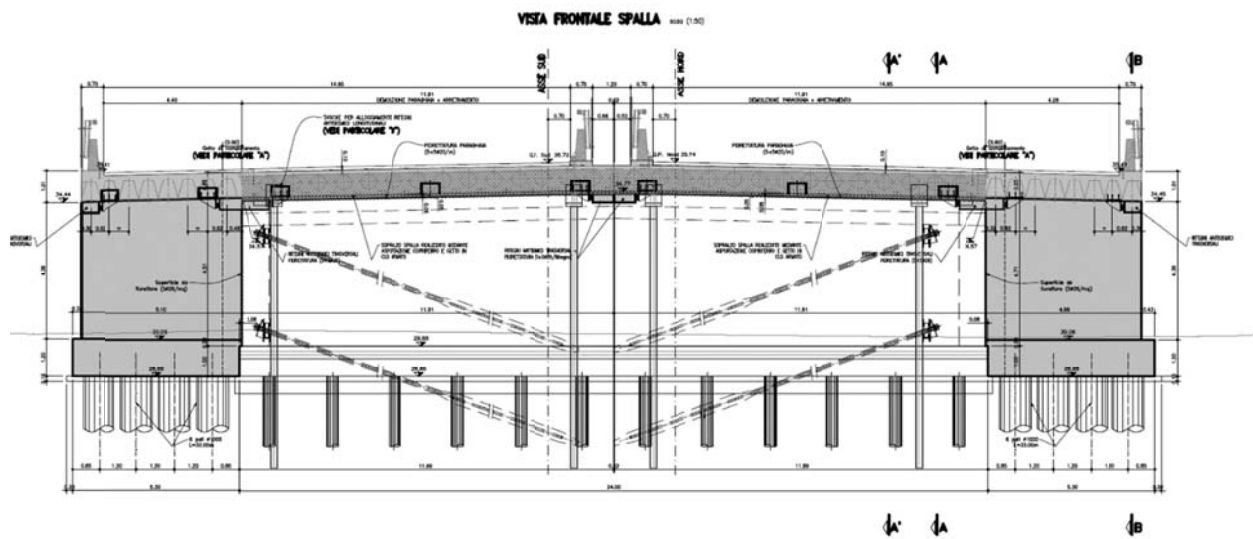
α	1.57	rad
θ	#VALORE!	gradi
ctg θ	#VALORE!	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	-	cm ²
passo staffe	-	cm
f_{cd}	14.110	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	200.319	kN

$V_{Sd,max} = 102.06 \text{ kN/m}$

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 precedenza 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:

$$F_{TRASV,tot} = 502983 \text{ kg} \times 2.09 \text{ m/s}^2 \times 1.62 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 851 \text{ kN}$$

$$M_{TRASV} = 851 \text{ kN} \times 0.15 \text{ m} = \dots\dots\dots 127 \text{ kNm}$$

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 $F_v=851 \times \tan(33^\circ)=552 \text{ kN}$.

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

Verifica soddisfatta.

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 precedenti si ottiene:

$$\delta_{\text{term}} = 4.96 \text{ mm} - (-3.41 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 8.37 \text{ mm}$$