

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD


PROGETTO DEFINITIVO

AU – CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E VIADOTTI
AMPLIAMENTO PONTE SUL CANALE VIGENZONE
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. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
---	--	--

RIFERIMENTO PROGETTO														RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:		
Codice Commessa			Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	—										
1	1	1	305	00	02	P	D	00	00	00	00	00	00	00	00	0	S	T	R	0	5	0	7	0	0	SCALA: —

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	SUPPORTO SPECIALISTICO:	REVISIONE	
	REDATTO: —	VERIFICATO: Ing. F. C. Berri – O.I. Mi n°A28443	n.	data
			0	SETTEMBRE 2016
			1	—
			2	—
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
--	--	---

Indice

1	Introduzione	4
1.1	Descrizione generale dell'opera	4
1.1.1	Schema statico e schema di vincolo	4
1.1.2	Spalle	5
1.1.3	Pile	8
1.2	Modalità realizzative	11
1.2.1	Spalle	11
1.2.2	Pile	11
1.3	Normative di riferimento.....	12
1.4	Contestualizzazione	13
1.4.1	Condizioni ambientali e classi di esposizione	13
1.4.2	Sismicità.....	13
1.4.3	Parametri geotecnici.....	13
1.5	Caratteristiche materiali.....	14
1.5.1	Calcestruzzo opere in ampliamento	14
1.5.2	Acciaio per c.a. opere in ampliamento.....	15
1.5.3	Materiali opere esistenti	16
1.5.4	Coefficienti parziali di sicurezza.....	17
1.6	Software di calcolo	18
1.7	Convenzioni generali	18
2	Impostazioni delle analisi e delle verifiche.....	19
2.1	Spalle	19
2.1.1	Azioni dell'impalcato	19
2.1.2	Azioni sul corpo spalla	20
2.1.3	Verifiche eseguite	20
2.2	Pile	21
2.2.1	Azioni dell'impalcato	21
2.2.2	Azioni sul corpo pila.....	21
2.2.3	Verifiche eseguite	21
3	Analisi dei carichi	22
3.1	Spalle	22
3.1.1	Contributi di impalcato.....	22
3.1.2	Contributi del corpo spalla	28
3.2	Pile	33
3.2.1	Contributi di impalcato.....	33
3.2.2	Contributi del corpo pila.....	38
4	Combinazioni di carico	41
5	Verifica spalla esistente	43
5.1	Paramento	43
5.1.1	Sollecitazioni	43
5.1.2	Verifica a pressoflessione	44
5.1.3	Verifica a taglio	45
5.2	Paraghiaia (non rinforzato).....	45

5.2.1	Sollecitazioni	45
5.2.2	Verifica a pressoflessione	46
5.2.3	Verifica a taglio	47
5.3	Trave di testa	48
5.3.1	Sollecitazioni	48
5.3.2	Verifica a pressoflessione	49
5.3.3	Verifica a taglio	50
5.4	Pali spalla esistente	51
5.4.1	Sollecitazioni	51
5.4.2	Verifica a pressoflessione	52
5.4.3	Verifica a taglio	53
5.5	Piede di fondazione	54
5.5.1	Sollecitazioni	54
5.5.2	Verifica a pressoflessione	55
5.5.3	Verifica a taglio	56
5.6	Tirante a tergo spalla	57
5.7	Spalla nel piano trasversale	57
5.7.1	Verifica a pressoflessione	58
5.7.2	Verifica a taglio	59
6	Verifica pila	60
6.1	Paramento	60
6.1.1	Sollecitazioni e analisi	61
6.1.2	Verifica a pressoflessione	61
6.1.3	Verifica a taglio	63
6.2	Suola di fondazione	64
6.2.1	Sollecitazioni	65
6.2.2	Verifica a pressoflessione	66
6.2.3	Verifica a taglio	67
6.3	Pali pila esistente	68
6.3.1	Sollecitazioni	69
6.3.2	Verifica a pressoflessione	70
6.3.3	Verifica a taglio	71
7	Ritegni sismici	72
7.1	Ritegno longitudinale	72
7.1.1	Verifica a pressoflessione	73
7.1.2	Verifica a taglio	74
7.2	Ritegni trasversali	75
7.2.1	Sollecitazioni	75
7.2.2	Verifica a pressoflessione	76
7.2.3	Verifica a taglio	76
8	Spostamenti	77
8.1	Perdita d'appoggio	77
8.2	Escursioni termiche	77

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi all'ampliamento del viadotto Vigenzone sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 93+450.

1.1 *Descrizione generale dell'opera*

1.1.1 Schema statico e schema di vincolo

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

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

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

In base a quanto appena esposto se ne consegue che:

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

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

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

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

1.1.2 Spalle

Le spalle esistenti in c.a. sono del tipo passanti collegate da una trave di testa e fondate su pali tipo SCAC $\varnothing 480$ mm (v. Figura 1-1 e Figura 1-2)

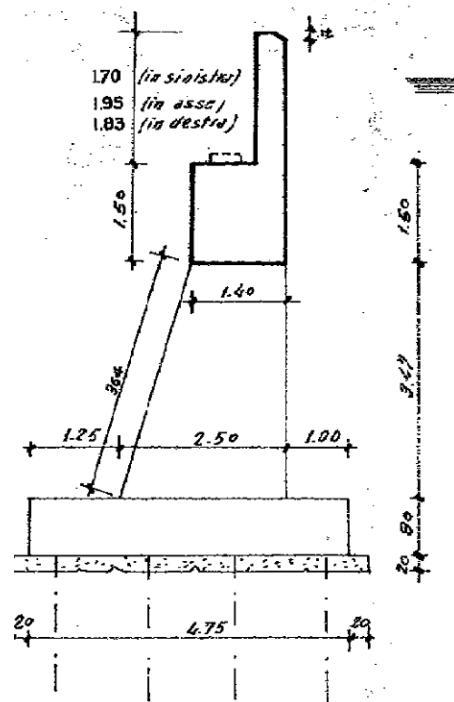


Figura 1-1 - Sezione trasversale spalla esistente

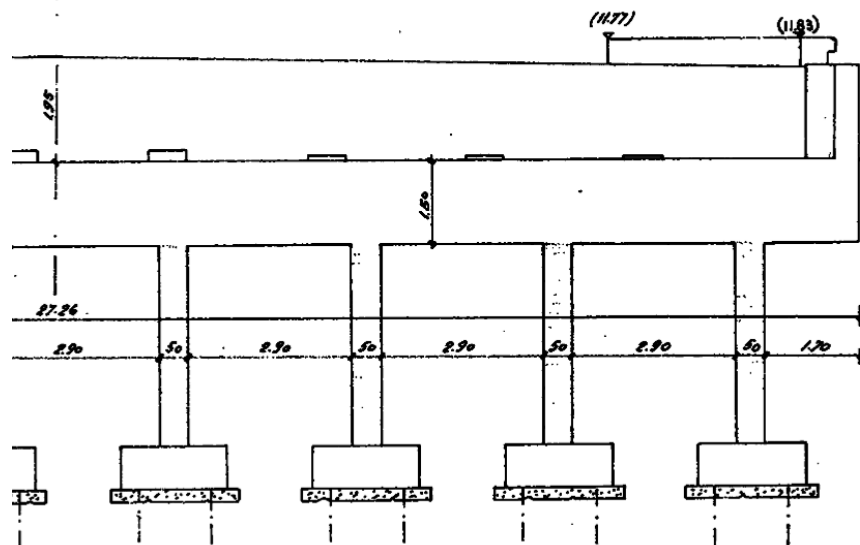


Figura 1-2 - Semi-prospetto spalla esistente

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

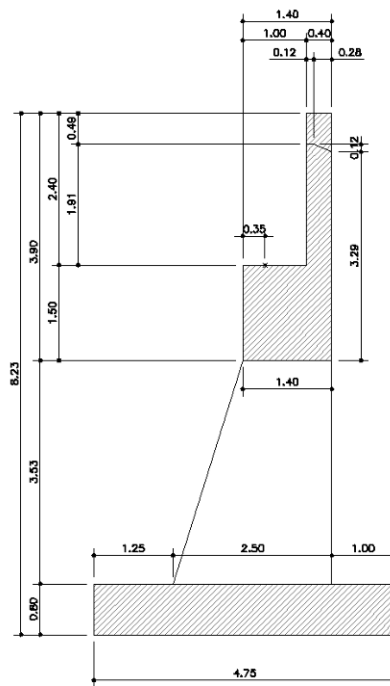


Figura 1-3 - Geometria di calcolo spalla esistente

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

Tali tiranti saranno connessi al paramento (ma in questo caso alla trave di collegamento in testa) posizionandone l'estradosso alla quota del piano appoggi e saranno vincolati a 2 pali $\varnothing 1000$ a tergo delle spalle esistenti (v. Figura 1-4 e Figura 1-5).

Per la realizzazione dei tiranti sarà demolito e ricostruito il paraghiaia in corrispondenza degli stessi per una fascia di larghezza funzione delle fasi di cantierizzazione dell'opera (v. Figura 1 8).

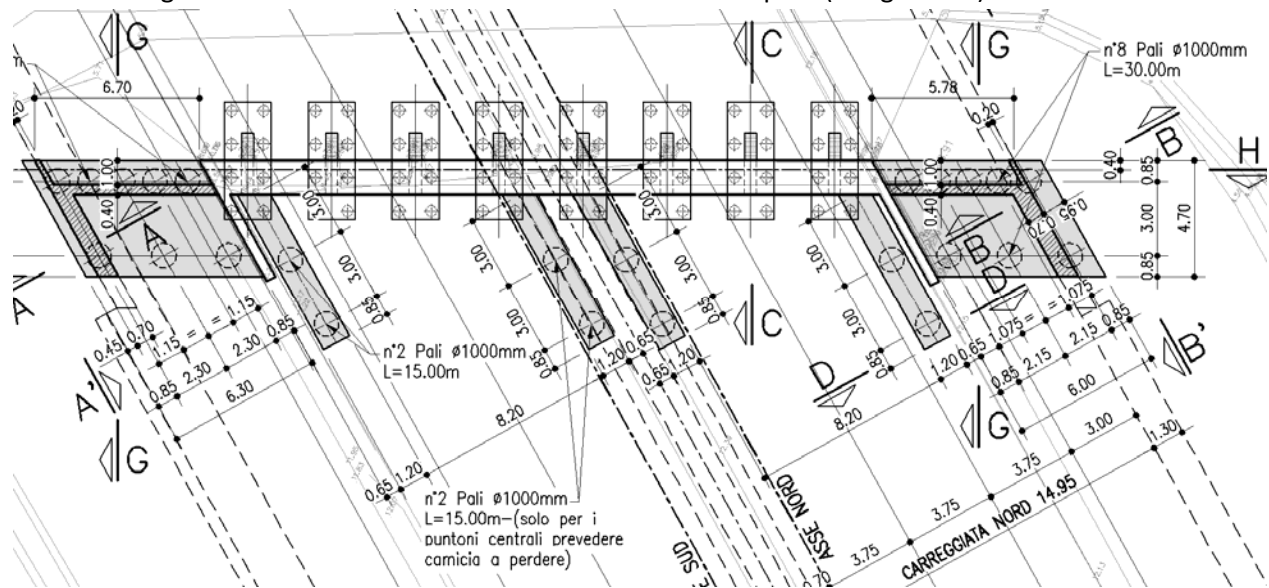


Figura 1-4 - Pianta con localizzazione tiranti a tergo spalla

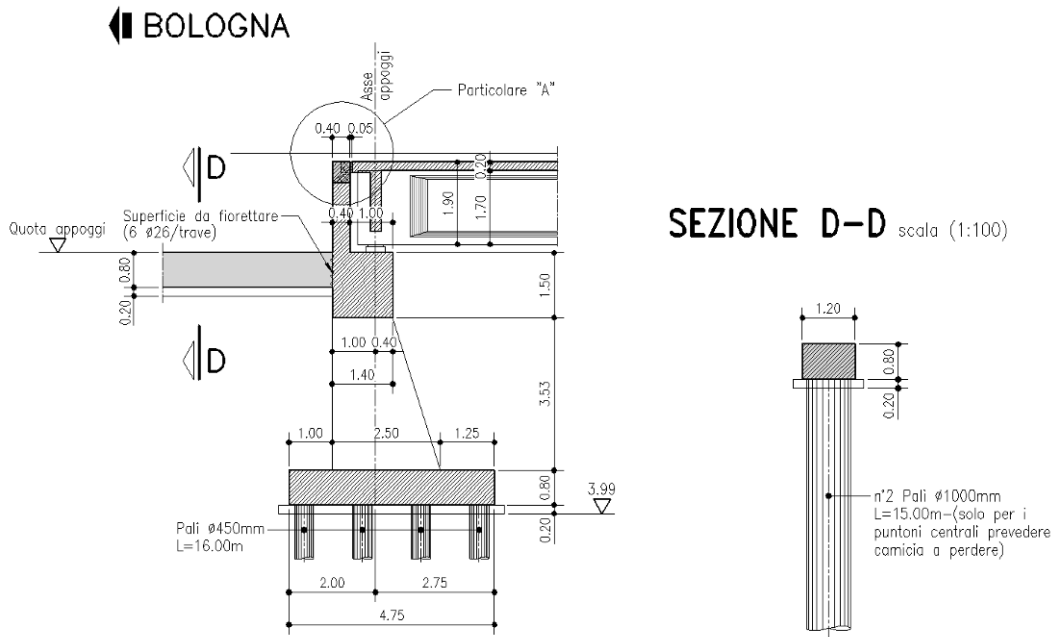


Figura 1-5 - Dettagli tiranti a tergo spalla

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

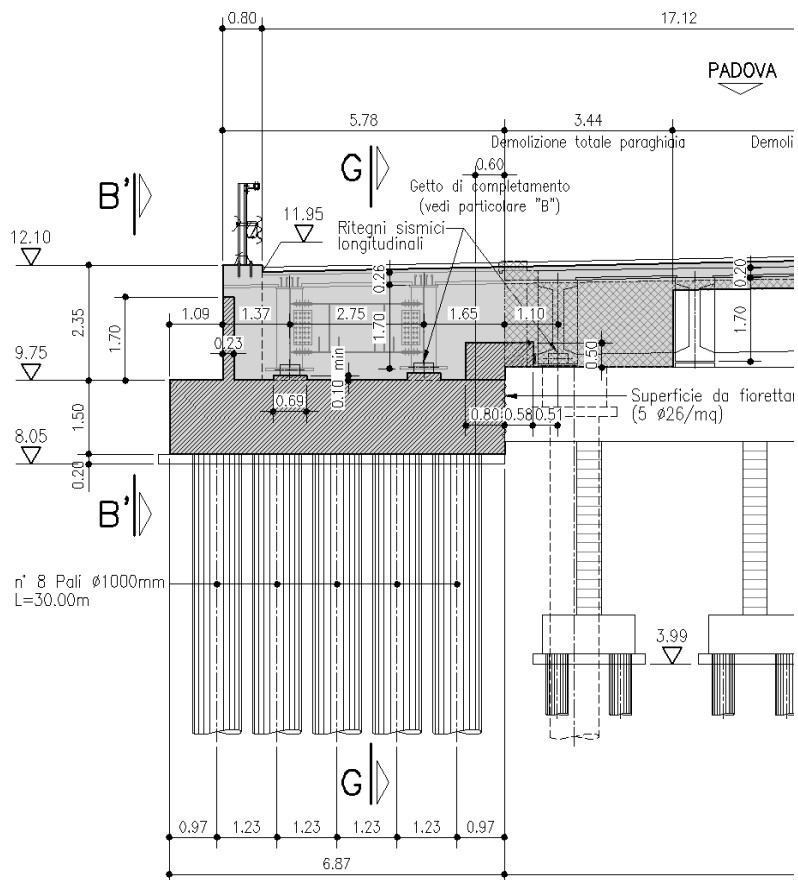


Figura 1-6 - Semi-prospetto spalle con ampliamento

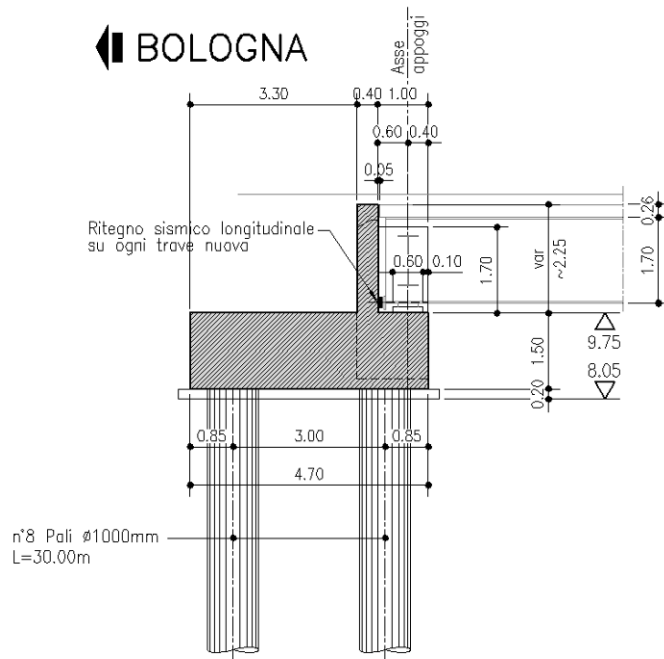


Figura 1-7 - Sezione longitudinale spalla in ampliamento

1.1.3 Pile

Le pile esistenti in c.a. sono del tipo a paramento con suola di fondazione su pali tipo SCAC Ø480 mm (v. Figura 1-8 ÷ Figura 1-10).

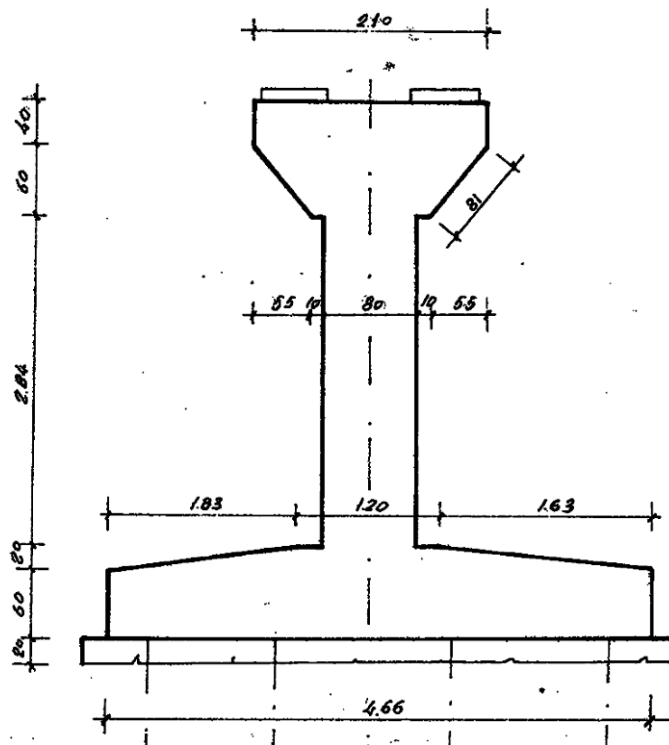


Figura 1-8 - Sezione trasversale pila esistente

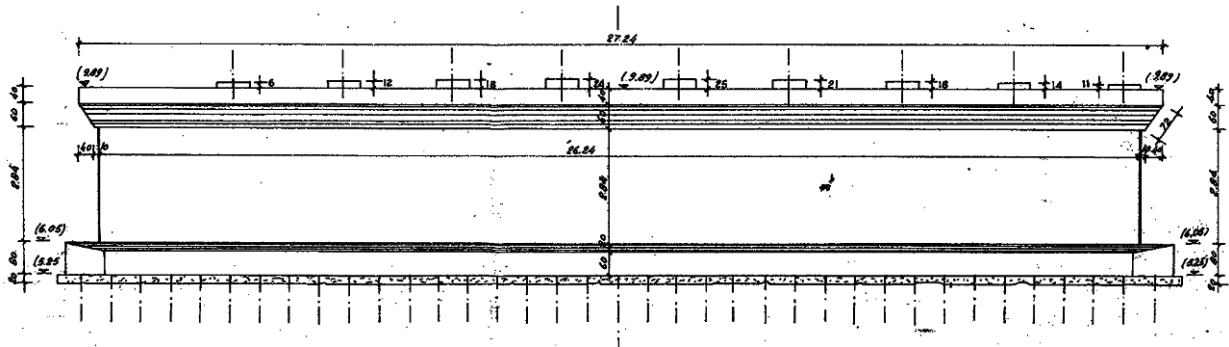


Figura 1-9 - Prospetto pila esistente

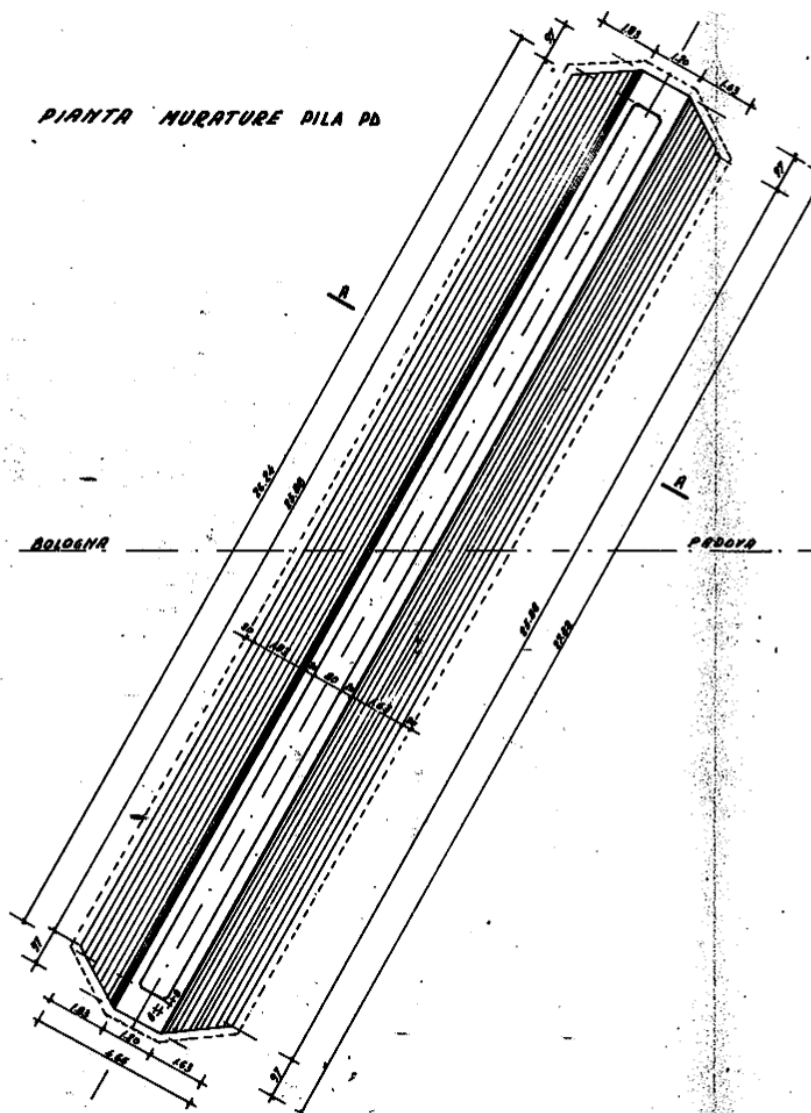


Figura 1-10 - Pianta pila esistente

Le pile in ampliamento saranno realizzate in c.a. con paramento in estrusione della soluzione esistente e platea di fondazione (fondata su pali $\varnothing 1000$) sormontante l'esistente in modo da garantire un più efficace immersionamento (v. Figura 1-11 ÷ Figura 1-13).

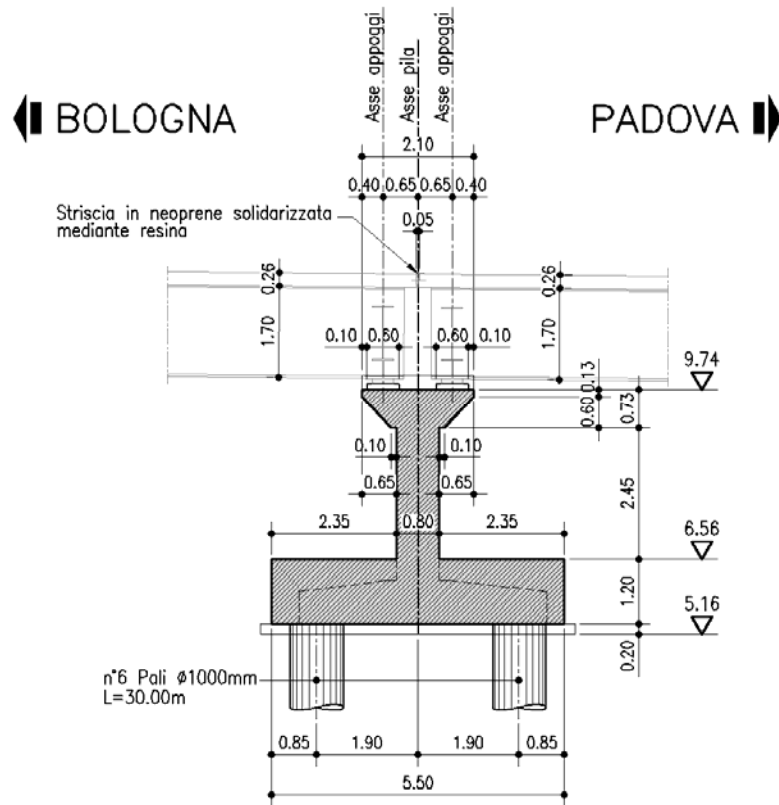


Figura 1-11 - Sezione trasversale pila in ampliamento

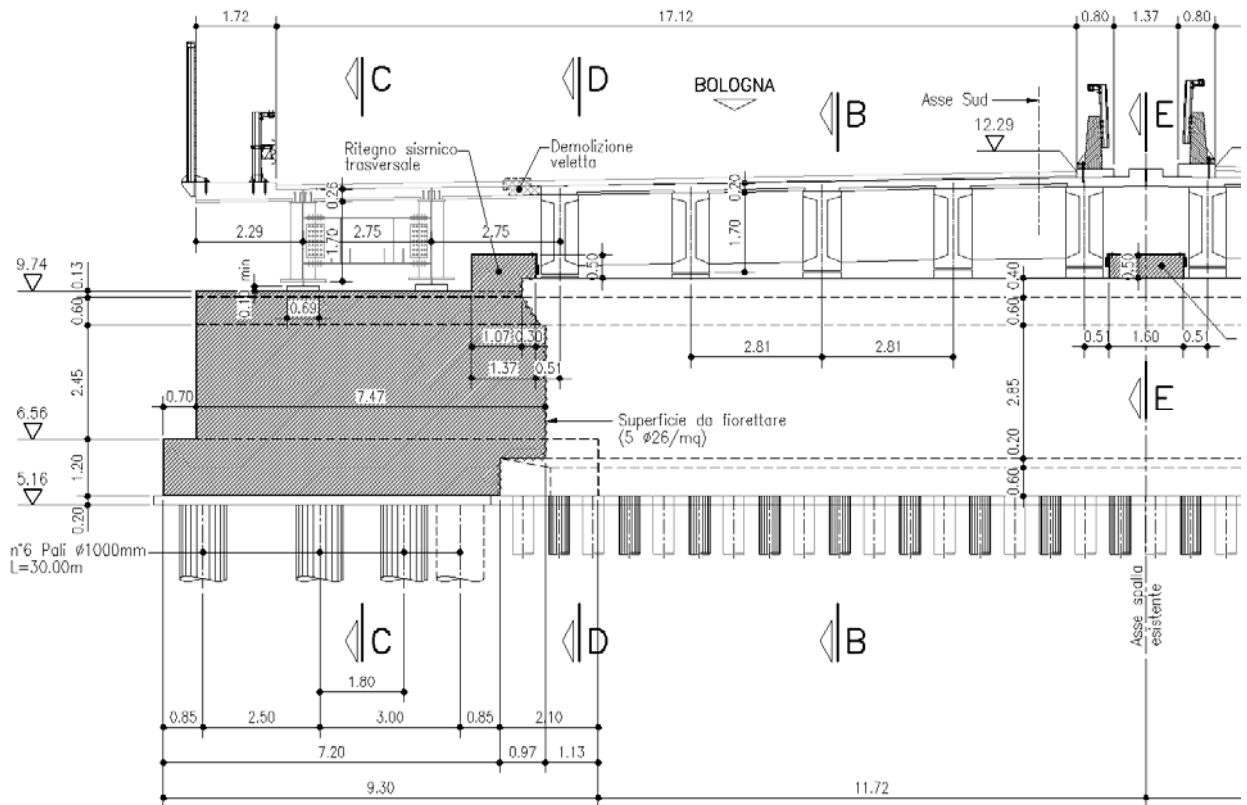


Figura 1-12 - Semi-prospetto pila esistente ed in ampliamento

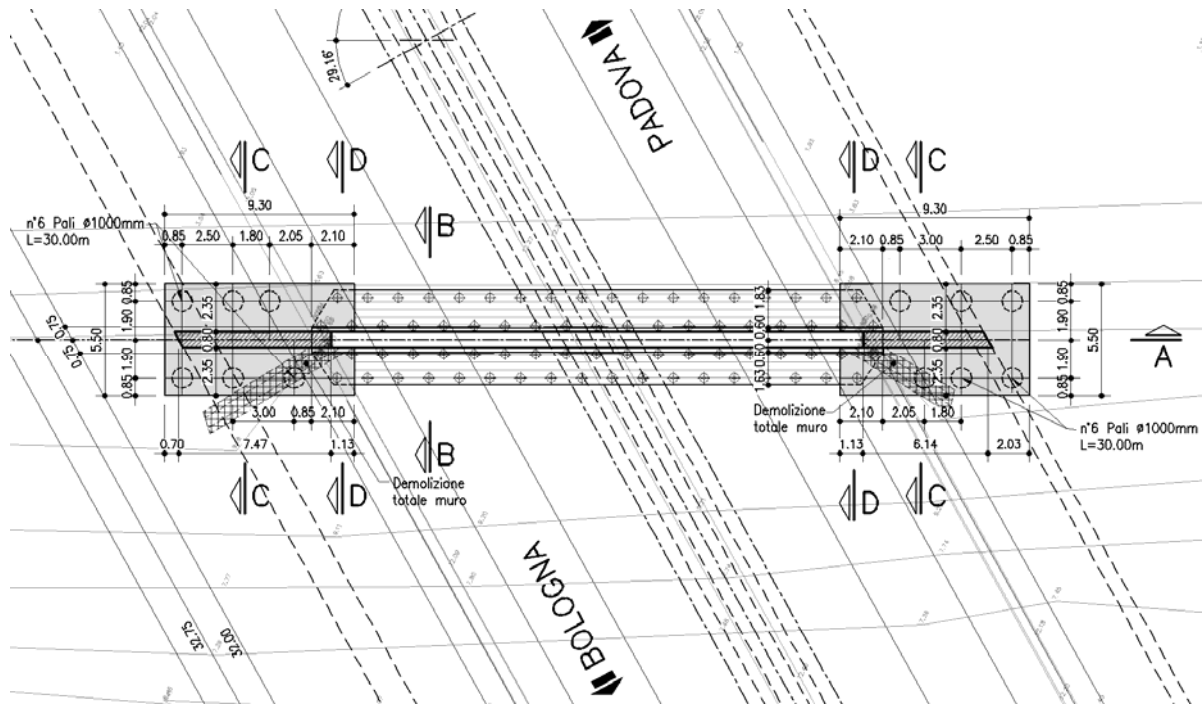


Figura 1-13 - Pianta pila esistente ed in ampliamento

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.

(SOLO IN VIADOTTI CON SPALLE A TUTTA ALTEZZA)

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

1.2.2 Pile

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

Il sistema strutturale pila esistente / pila in ampliamento consiste dunque in un unico fusto di caratteristiche sezionali omogenee. In base a quanto appena esposto, il calcolo del suddetto sistema viene condotto in un'unica soluzione **considerando rigidamente connesse le parti nuove alle esistenti.**

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:

$T_{min} = -15 \text{ °C}$

$T_{max} = +45 \text{ °C}$

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 → $C_u = 2.0$
Vita di riferimento	100 anni
ag	$0.083 g = 0.81 \text{ m/s}^2$
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 esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

1.5.3 Materiali opere esistenti

Calcestruzzo spalla	Rck 30 MPa
Armatura spalla	Aq60
Calcestruzzo pila	Rck 40 MPa
Armatura pila	A.L.E.
Calcestruzzo pali spalla e pila	Rck 50 MPa
Armatura pali spalla e pila	(equiv.) B450C
Calcestruzzo impalcato	Rck 40 MPa
Armatura impalcato	Aq60

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_{Ff}	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.

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 x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

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

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

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

Fx azione orizzontale longitudinale
Fy azione orizzontale trasversale
Fz azione verticale (positiva se verso l'alto: trazione)
Mx momento ribaltante trasversale
My momento ribaltante longitudinale
Mz momento torcente agente nel piano orizzontale (trascurato)

2 Impostazioni delle analisi e delle verifiche

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

In questa fase progettuale, per le parti nuove in ampliamento si predispone un'armatura di incidenza caratteristica per la quale si demanda la verifica alla progettazione esecutiva.

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. § 3.1.1) sono poi sommate secondo le combinazioni di Normativa in modo da massimizzare/minimizzare gli effetti delle sollecitazioni sulla spalla:

max/min Fx (azione orizzontale longitudinale)

max/min Fz (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:

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

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

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

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

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

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

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

Le spinte delle terre e sovrappinte sismiche sono state "depurate" in base alla percentuale di vuoti presenti nella spalla passante. La larghezza dei montanti della spalla passante è stata amplificata del 50% per tenere in conto l'effetto di adesione laterale delle superfici.

Per le spalle esistenti, a valle della determinazioni delle sollecitazioni, si verificano le sezioni significative (v. §2.1.3).

Per le spalle in ampliamento si determinano solo le sollecitazioni globali alla base delle fondazioni in modo da condurre le verifiche geotecniche necessarie e si rimanda alle specifiche del progetto esecutivo la verifica delle sezioni in c.a. Si provvederà alla determinazione di un tasso di incidenza delle armature tale da garantire la rigidità necessaria delle spalle in ampliamento (con rigidità globale maggiore rispetto alla struttura esistente - v. §1.2.1).

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 trave di testa

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

2.2 Pile

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

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

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

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

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

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

2.2.1 Azioni dell'impalcato

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

2.2.2 Azioni sul corpo pila

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

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

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

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

2.2.3 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 della fondazione della pila → sollecitazioni e verifica pali e soles di fondazione
2. sollecitazioni e verifica alla base del paramento della pila

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

3.1.1.2 Variazioni termiche Tk (Fase 3a)

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

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

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

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

Tmin	-15 °C
Tmax	+45 °C

Struttura esistente

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	-7.0 °C
Te,max	+47.0 °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:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-7.22 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+10.50 mm

Struttura in ampliamento

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 2 (ponti composti acciaio-calcestruzzo). L'analisi vale sia per la parte di impalcato esistente che per quello in ampliamento.

Te,min	-11 °C
--------------	--------

$T_{e,max}$ +49.3 °C

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

$\Delta T_{N,comp}$ -26.0 °C

$\Delta T_{N,exp}$ +34.3 °C

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

ΔT_N 60.3 °C

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono:

$\varepsilon_{contr} = \Delta T_{N,comp} \times \alpha =$ -2.60×10^{-4} -

$\varepsilon_{exp} = \Delta T_{N,exp} \times \alpha =$ $+3.43 \times 10^{-4}$ -

a cui corrispondono le seguenti deformazioni termiche nette:

$\Delta L_{contr} = \varepsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$ -8.53 mm

$\Delta L_{exp} = \varepsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$ +11.23 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 in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 14.95 m, è in grado di ospitare 4 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("remaining part") risulta pari a 2.95 m.

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

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.I.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.

Tabella 3-2 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

B carreggiata	14.95 [m]				
L calcolo	32.80 [m]				
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Remaining	TOT
Presenza	1	1	1	1	
Larghezza [m]	3.00	3.00	3.00	5.95	14.95
TS [n°]	2	2	2		
[kN]	300	200	100		600.00
tot	600	400	200		1200.00
UDL [kN/m²]	9.00	2.50	2.50	2.50	
[kN/m/corsia]	27.00	7.50	7.50	14.88	56.875
R max TS	1 178.05 [kN]		Folla	2.50 [kN/m²]	
R max UDL	932.75 [kN]		b _{tot} (1 imp.)	1.00 [m]	
	2 110.80 [kN]		R _{tot} (1 imp.)	41.00 [kN]	

3.1.1.4 Azioni di accelerazione/frenatura Q_{1k} (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:

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

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

dove:

Q _{1k}	300 kN
q _{1k}	9.00 kN/m²
w ₁	3.00 m
L	32.80 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 448.56 \text{ kN}$$

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

3.1.1.5 Inerzia sismica Ed

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

Salvaguardia della vita (SLV):		
Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	949	[anni]
ag:	0.083	[g]
F ₀ :	2.774	[-]
Tc*:	0.369	[s]
Suolo Categoria	D	
St	1.000	[-]
Ss	1.800	[-]
S	1.800	[-]
Cc	2.058	[-]
T _B	0.25	[sec]
T _C	0.76	[sec]
T _D	1.93	[sec]

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:

Massa impalcato (tot 2 imp.)	17 252.85	[kN]
	1 725 285	[kg]
Massa afferente spalla	8 626.42	[kN]
	862 642	[kg]
% attrito	100%	
	128 879	[kg]
F _{SISMICA}	1288.79	[kN]
	32 434	[N/m]

3.1.1.6 Inclinazione impalcato

L'impalcato è inclinato di 46.80°, di conseguenza le azioni di frenatura e termica saranno scomposte nella componente longitudinale (considerata nel calcolo) ed in quella trasversale (trascurata).

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

Area trasversale	13.74 [m ²]	Solo su parte ESISTENTE !!!	
N pp	314.22 [kN/m]		
xG tot (rib)	2.748 [m]	L eff (solo cls)	4.00 [m]
B fondazione	4.750 [m]	L tot (tutta la spalla)	27.26 [m]
eG	-0.373 [m]	L eff / L tot	14.67%
M pp (stab)	863.35 [kNm/m]		
yGtot	2.579 [m]	N neg (PP)	-29.37 [kN/m]

Tabella 3-4 - Pesì propri spalla in ampliamento

Area trasversale	7.89 [m ²]
N pp	197.25 [kN/m]
xG tot (rib)	2.228 [m]
B fondazione	4.700 [m]
eG	0.122 [m]
M pp (stab)	439.39 [kNm/m]
yGtot	0.942 [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 3-5).

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.

Tale spinta è eventualmente depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

Per la spalla esistente valutiamo quanto segue.

Tabella 3-6 - Spinta delle terre a monte - Spalla esistente

F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
183.55	503.54	232.62	638.16
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
148.60	631.55		

Tabella 3-7 - Effetti della spalla passante a monte - Spalla esistente

"Negativi" effettivi			
F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-92.48	-220.26	-117.20	-279.14

Tabella 3-8 - Spinta delle terre statica a monte netta - Spalla esistente

F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
91.07	283.28	115.42	359.02

La spinta della porzione del terreno a valle è valutata come funzione della spinta a riposo ed anch'essa è depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

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

F_H caratt	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
-3.45	-1.04		
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
90.19	89.03		

Tabella 3-10 - Effetti della spalla passante a valle - Spalla esistente

"Negativi" effettivi			
F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.04	0.03	0.04	0.04

Tabella 3-11 - Spinta delle terre statica a valle netta - Spalla esistente

F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-3.42	-1.01	-4.10	-1.21

Analogamente per la spalla in ampliamento.

Tabella 3-12 - Spinta delle terre a monte - Spalla in ampliamento

F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
55.26	66.32	66.26	79.52
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
138.60	422.73		

Tabella 3-13 - Spinta delle terre a valle - Spalla in ampliamento

F_H caratt	M_{stab} caratt	F_H M2	M_{stab} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
0.00	0.00		

3.1.2.3 Sovraccarico accidentale a tergo spalla

L'azione del sovraccarico accidentale a tergo spalla valutata convenzionalmente in 20.0 kN/m^2 è applicata con coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda che sia applicata alla spalla esistente o in ampliamento.

Anche in questo caso si valuta l'azione depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

Si valuta anche l'effetto del carico verticale da 20 kN/m^2 sulla suola di monte.

Tabella 3-14 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla esistente

$F_{Z_{\text{Acc Tergo}}}$	F_H caratt	$M_{\text{rib caratt}}$	$F_H M2$	$M_{\text{rib M2}}$
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-20.00	44.60	98.55	56.53	147.62

Tabella 3-15 - Effetti della spalla passante - Spalla esistente

"Negativi" effettivi			
F_H caratt	$M_{\text{rib caratt}}$	$F_H M2$	$M_{\text{rib M2}}$
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-16.32	-41.87	-20.69	-53.07

Tabella 3-16 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla netto - Spalla esistente

F_H caratt	$M_{\text{rib caratt}}$	$F_H M2$	$M_{\text{rib M2}}$
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
28.28	56.68	35.84	94.56

Tabella 3-17 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla in ampliamento

$F_{Z_{\text{Acc Tergo}}}$	F_H caratt	$M_{\text{rib caratt}}$	$F_H M2$	$M_{\text{rib M2}}$
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-66.00	30.70	-146.04	36.81	-135.04

3.1.2.4 Azioni sismiche Ed

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

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

Anche in questo caso si valuta l'azione depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

Tabella 3-18 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

Spinte parametri caratteristici			"Negativi"	
$S_{H_Stat. Attiva}$	$S_{H_Sism. Attiva}$	$\Delta S_{sismica}$	caratt	$\Delta S_{sismica}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
183.55	248.40	64.85	-32.67	32.18
Spinte parametri abbattuti (M2)			abbattuti	$\Delta S_{sismica}$
$S_{H_Stat. Attiva}$	$S_{H_Sism. Attiva}$	$\Delta S_{sismica}$	[kN/m]	[kN/m]
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	-37.17	36.61
232.62	306.40	73.78		

Tabella 3-19 - Sovrappinta sismica - Spalla in ampliamento

Spinte parametri caratteristici		
$S_{H_Stat. Attiva}$	$S_{H_Sism. Attiva}$	$\Delta S_{sismica}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
35.12	47.69	12.56
Spinte parametri abbattuti (M2)		
$S_{H_Stat. Attiva}$	$S_{H_Sism. Attiva}$	$\Delta S_{sismica}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
44.51	58.81	14.30

Cautelativamente non si valuta una sovrappinta sismica di valle.

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

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

Complessivamente risulta:

Tabella 3-20 - Addendi azioni sismiche (inerzie + sovraspinte) - Spalla esistente

	Peso	h_G	F_{H_Long}	M_{Long}
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]
PP spalla	314.22	2.58	46.94	121.09
PP Terreno a monte	148.60	4.52	22.20	100.24
Sovrasp. terr. monte (k)	0.00	4.12	32.18	132.41
Sovrasp. terr. monte (M2)	0.00	4.12	36.61	150.64

Tabella 3-21 - Addendi azioni sismiche (inerzie + sovraspinte) - Spalla in ampliamento

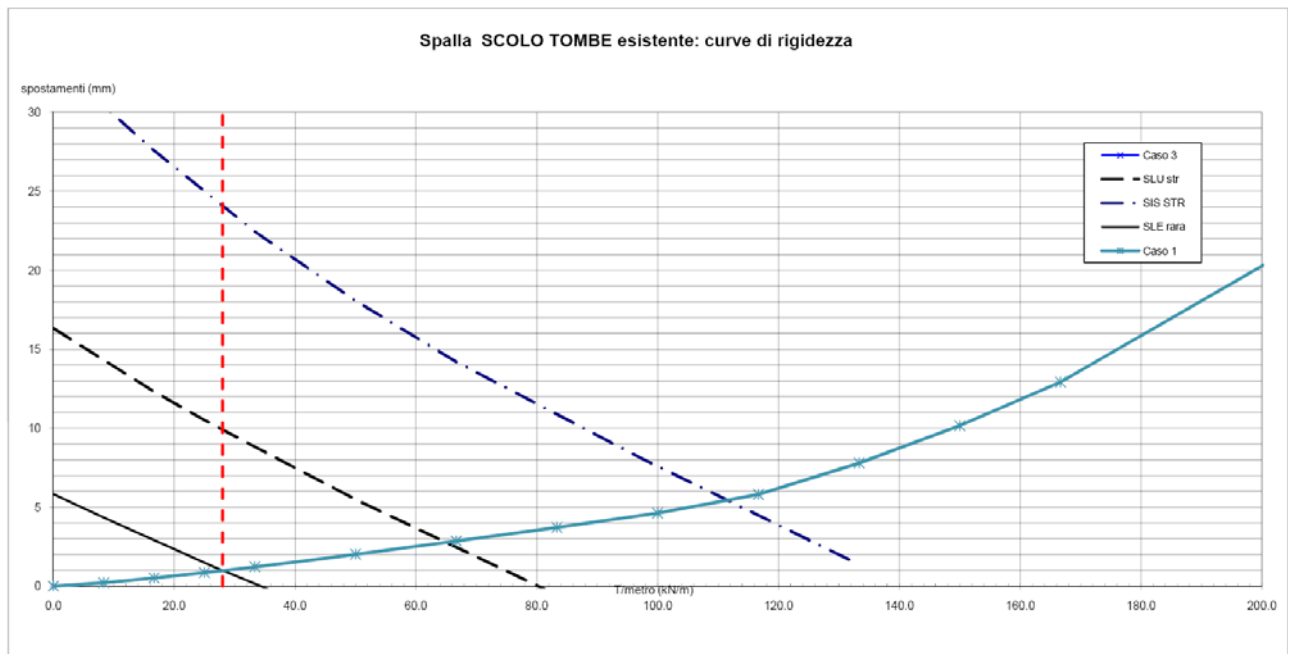
	Peso	h_G	F_{H_Long}	M_{Long}
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]
PP spalla	197.25	0.94	29.47	27.75
PP Terreno a monte	138.60	2.55	20.71	52.80
Sovrasp. terr. monte (k)	0.00	1.80	12.56	22.62
Sovrasp. terr. monte (M2)	0.00	1.80	14.30	25.73

3.1.2.5 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.

$$N_{SISMICO} = 669 \text{ kN} / 6.00 \text{ m} = \dots\dots\dots 111.50 \text{ kN/m}$$

$$N_{SLU} = 390 \text{ kN} / 6.00 \text{ m} = \dots\dots\dots 65.00 \text{ kN/m}$$

3.2 Pile

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

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

3.2.1 Contributi di impalcato

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

Si riportano in seguito sinteticamente i calcoli analoghi effettuati per l'impalcato della campata centrale e si rimanda al § 3.1.1 per la valutazione degli effetti dell'impalcato della campata laterale.

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

L calcolo 32.80 m

Tabella 3-22 - Pesi propri e permanenti portati (Fasi 1 e 2a) - Pila, campata laterale

		b [m]	h [m]	L [m]	A [m ²]	q sup [kN/m ²]	q lin [kN/m]	incred [%]	q lin increm [kN/m]	PP 1 tr [kN]	n° elem / imp [-]	PP 1 imp [kN]
F1	Travi esistenti			32.8	0.54		13.50	5%	14.18	464.94	5	2324.70
	Traversi esistenti	0.25	1.52	10.05	0.38		9.50	0%	9.50	95.49	5	477.43
	Soletta esistente	11.30	0.20	32.8	2.26		56.50	0%	56.50	1853.20	1	1853.20
	Soletta nuova (+copp.)	6.05	0.26	32.8	1.573		39.33	0%	39.33	1289.86	1	1289.86
	Travi nuove (<i>metall.</i>)			32.8	0.363		9.08	5%	9.53	312.54	2	625.09
										4016.03		6570.27
F2a	Cordoli	1.87	0.15	32.80	0.2805		7.01	0%	7.01	230.01	1	230.01
	Veletta	0.05	0.50	32.80	0.025		0.63	0%	0.63	20.50	1	20.50
	Pavimentazione	14.95		32.80		3.00	44.85	0%	44.85	1471.08	1	1471.08
	Barriera+rete			32.80			2.00	0%	2.00	65.60	1	65.60
	FOA			32.80			4.00	0%	4.00	131.20	0.5	65.60
	NewJersey			32.80			6.20	0%	6.20	203.36	1	203.36
										2121.75		2056.15
F1 + F2a										6137.78		8626.42

3.2.1.2 Variazioni termiche Tk (Fase 3a)

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

Tmin -15 °C

Tmax +45 °C

Struttura esistente

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 -7.0 °C

Te,max +47.0 °C

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

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

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

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

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono:

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

a cui corrispondono le seguenti deformazioni termiche nette:

$$\begin{aligned} \Delta L_{contr} = \varepsilon_{contr} \times L_{calcolo} & = \dots\dots\dots -7.22 \text{ mm} \\ \Delta L_{exp} = \varepsilon_{exp} \times L_{calcolo} & = \dots\dots\dots +10.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Struttura in ampliamento

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 2 (ponti composti acciaio-calcestruzzo). L'analisi vale sia per la parte di impalcato esistente che per quello in ampliamento.

$$\begin{aligned} T_{e,min} & \dots\dots\dots -11 \text{ °C} \\ T_{e,max} & \dots\dots\dots +49.3 \text{ °C} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \Delta T_{N,comp} & \dots\dots\dots -26.0 \text{ °C} \\ \Delta T_{N,exp} & \dots\dots\dots +34.3 \text{ °C} \end{aligned}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N \dots\dots\dots 60.3 \text{ °C}$$

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{contr} = \Delta T_{N,comp} \times \alpha & = \dots\dots\dots -2.60 \times 10^{-4} - \\ \varepsilon_{exp} = \Delta T_{N,exp} \times \alpha & = \dots\dots\dots +3.43 \times 10^{-4} - \end{aligned}$$

a cui corrispondono le seguenti deformazioni termiche nette:

$$\begin{aligned} \Delta L_{contr} = \varepsilon_{contr} \times L_{calcolo} & = \dots\dots\dots -8.53 \text{ mm} \\ \Delta L_{exp} = \varepsilon_{exp} \times L_{calcolo} & = \dots\dots\dots +11.23 \text{ mm} \end{aligned}$$

3.2.1.3 Carichi mobili Qk (Fase 3b)

Per l'impalcato si ottiene quanto esposto in Tabella 3 23.

Tabella 3-23 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

B carreggiata	14.95	[m]				
L calcolo	32.80	[m]				
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Remaining	TOT	
Presenza	1	1	1	1		
Larghezza [m]	3.00	3.00	3.00	5.95	14.95	
TS [n°]	2	2	2			
[kN]	300	200	100		600.00	
tot	600	400	200		1200.00	
UDL [kN/m²]	9.00	2.50	2.50	2.50		
[kN/m/corsia]	27.00	7.50	7.50	14.88	56.875	
R max TS	1 178.05	[kN]	Folla	2.50	[kN/m²]	
R max UDL	932.75	[kN]	b _{tot} (1 imp.)	1.00	[m]	
	2 110.80	[kN]	R _{tot} (1 imp.)	41.00	[kN]	

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

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

dove:

Q _{1k}	300	kN
q _{1k}	9.00	kN/m²
w ₁	3.00	m
L	32.80	m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 448.56 \text{ kN}$$

3.2.1.5 Azione del vento (F_{w,k})

Si considera direttamente l'azione del vento agente trasversalmente all'asse dell'impalcato, insistente sulle sole superfici di prospetto dell'impalcato.

Per il calcolo della pressione del vento, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4 + NAD.

L'azione del vento è, in generale, fornita dalla relazione:

$$F_w = c_e(z) \times c_f \times A_{ref}$$

Di seguito si riportano le tabelle recanti il calcolo della pressione dinamica di base (si evidenzia che trattazione è assolutamente equivalente a quella di NTC08 cap. 3.3) e dell'azione complessiva del vento sulle varie superfici di prospetto considerate.

Caratteristiche del sito	
Categoria terreno	2 [0 - 1 - 2 - 3 - 4]
a_s	10 [m] - quota sito
v_{b0}	25.0 § 4.1.(1) P
a_0	1000 [m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.01 [1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_b	25.0 [m/s] - velocità di riferimento
v_b^*	22.50 [m/s]
C_{dir}	1 § 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1 § 4.2.(2) P - nota 3
k_l	1 [-] - fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_0	1 [-] - fattore di orografia
Z_0	0.05 [m]
Z_{min}	2.00 [m]
Z_{max}	200.00 [m] - v. § 4.3.2. e N.A.D.
k_r	0.19 [-] - fattore di terreno
σ_v	4.75 [m/s] - scarto comp. turbolenta vel. vento (eq. 4.6)
ρ	1.25 [kg/m ³] - densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
q_b	390.63 [N/m ²] - pressione dinamica di base (eq. 4.10)
q_b^*	316.41 [N/m ²] - pressione dinamica di base (4.10 e 8.1.(5)P)

Caratteristiche della struttura			
Impalcato			
b imp	34.70 [m]		
quota str.	4.65 [m] (circa ...)		
	d [m]	b/d [-]	C_{fx} [-] § 8.3.1
ponte scarico	1.90	18.26	1.30
ponte carico	4.90	7.08	1.30

Andamento dei vari parametri con l'altezza effettiva						
quota struttura	fattore rugosità (eq. 4.4)	velocità media (eq. 4.3)	intensità di turbolenza (eq. 4.7)	valore picco pressione (eq. 4.8)	fattore di esposizione (eq. 4.9)	pressione di calcolo a ponte carico
z [m]	$c_r(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$ [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]	$C_e(z)$ [-]	$q_{w\ car}$ [N/m ²]
0.00	0.701	17.522	0.271	556.02	1.423	723
4.65	0.861	21.530	0.221	737.13	1.887	958
9.55	0.998	24.948	0.190	907.47	2.323	1 180
						media
						1 069

Considerando inoltre la risultante complessiva, pari a

$F_{wk,tot} = q_{media} \times i_{PILE} \times h_{PONTE\ CARICO} =$

$= 1\ 069\ N/m^2 \times 32.80\ m \times 4.95\ m = \dots\dots\dots 171.81\ kN$

3.2.1.6 Inerzia sismica Ed

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

Salvaguardia della vita (SLV):		
Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	949	[anni]
ag:	0.083	[g]
F ₀ :	2.774	[-]
Tc*:	0.369	[s]
Suolo Categoria	D	
St	1	[-]
Ss	1.800	[-]
S	1.800	[-]
Cc	2.058	[-]
T _B	0.25	[sec]
T _C	0.76	[sec]
T _D	1.93	[sec]

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:

Massa impalcato (tot 2 imp.)	17 252.85	[kN]
	1 725 285	[kg]
Massa afferente spalla	8 626.42	[kN]
	862 642	[kg]
% attrito	100%	
	128 879	[kg]
F _{SISMICA}	1288.79	[kN]
	32 434	[N/m]

3.2.2 Contributi del corpo pila

3.2.2.1 Pesì propri Gk1

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

Si indicano anche i parametri necessari per la determinazione delle rigidità del sistema.

Pulvino	
A trasv	1.47 [m ²]
L tot/2	19.87 [m]
V tot	29.21 [m ³]
M	73 015 [kg]
Pila ESISTENTE	
B (solo un lato)	12.94 [m]
sp	0.80 [m]
A trasv	10.35 [m ²]
H	2.85 [m]
H eff	1.43 [m]
V	14.75 [m ³]
M eff	36 879 [kg]
n° pile	1 [-]
M tot eff	36 879 [kg]
M tot (2 lati)	73 758 [kg]
Pila NUOVA	
B (solo un lato)	6.93 [m]
sp	0.80 [m]
A trasv	5.54 [m ²]
H	2.85 [m]
H eff	1.43 [m]
V	7.90 [m ³]
M eff	19 745 [kg]
n° pile	1 [-]
M tot eff	19 745 [kg]
M tot (2 lati)	39 490 [kg]
M eff pila (1 l.)	129 639 [kg]
M imp affer (1 l.)	862 642 [kg]
M (pila/imp)	15.03%
P tot pila (2 lati)	2 592.78 [kN]

Il contributo del plinto di fondazione viene conteggiato ed aggiunto in seguito.

$$V \text{ plinto} = (5.00 \times 0.80) \text{ m}^2 \times 39.74 \text{ m} = \dots\dots\dots 158.94 \text{ m}^3$$

$$PP \text{ Plinto} = 158.94 \text{ m}^3 \times 25.0 \text{ kN/m}^3 = \dots\dots\dots 3\,973.60 \text{ kN}$$

3.2.2.2 Azioni sismiche Ed - Analisi push-over

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

È impiegato il software di calcolo LUSAS – rel. 14.7 per la determinazione della curva di PUSH-OVER globali nella direzione longitudinale.

Data la particolare geometria della pila (paramento), lo studio dell'azione sismica è condotto per 1.00 m di larghezza trasversale.

Si determinano quindi i diagrammi momento-curvatura della sezione del fusto pila.

Preventivamente devono essere determinati i limiti di carico assiale agenti sulle sezioni.

Allo scopo si determinano i seguenti carichi:

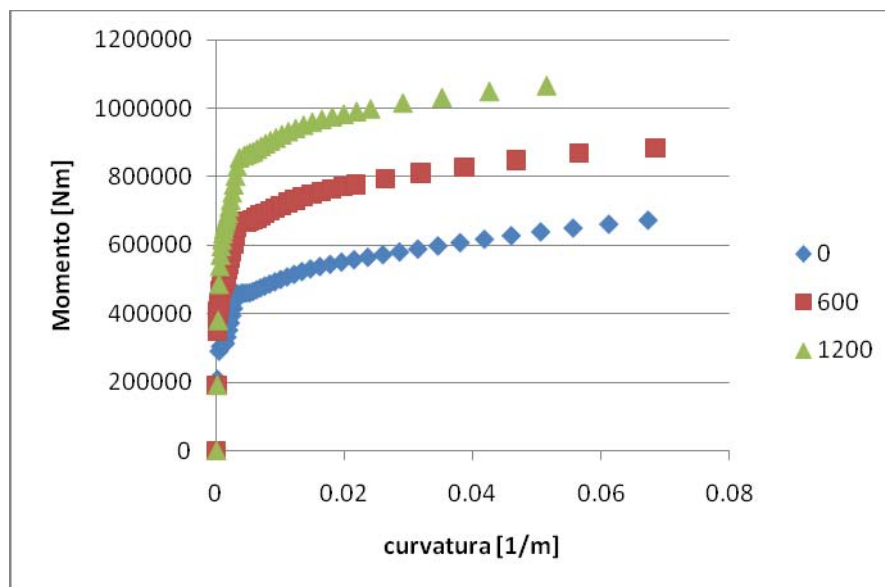
$$\begin{aligned}
 N_{\text{perm}} &= (F1, \text{imp} + F2a, \text{imp})_{\text{SPALLA}} + (F1, \text{imp} + F2a, \text{imp})_{\text{PILA}} + PP_{\text{PILA}} + PP_{\text{PULVINO}} = \\
 &= 2 \times (165.35 \text{ kN/m} + 51.75 \text{ kN/m}) \times 39.74 \text{ m} + 2 \, 593 \text{ kN} + 3 \, 974 \text{ kN} = \dots\dots\dots 23 \, 820 \text{ kN/m} \\
 N_{\text{perm/m}} &= 23 \, 820 \text{ kN} / 39.74 \text{ m} = \dots\dots\dots \sim 600.00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

La massa determinata, ovvero pari a 60 000 kg, sarà quella associata al sistema dell'oscillatore equivalente per la bilinearizzazione della curva di push-over.

I limiti di carico assiale, per i quali calcolare le curve momento curvatura, vengono stabiliti come segue:

$$N = 0.00 \text{ kN/m} - 600 \text{ kN/m} - 1 \, 200 \text{ kN/m}$$

Le curve di push-over che si determineranno, saranno definite fino al limite di collasso della sezione ovvero al punto in cui si ha il cedimento lato calcestruzzo o lato acciaio. Tale condizione permetterà, al suo raggiungimento nell'analisi globale, di determinare il punto limite di validità della curva di push-over globale della struttura.



Sulla struttura insistono i seguenti carichi:

Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato sulla base di un peso specifico del calcestruzzo $\gamma_c = 25.0 \text{ kN} / \text{m}^3$.

Carichi permanenti

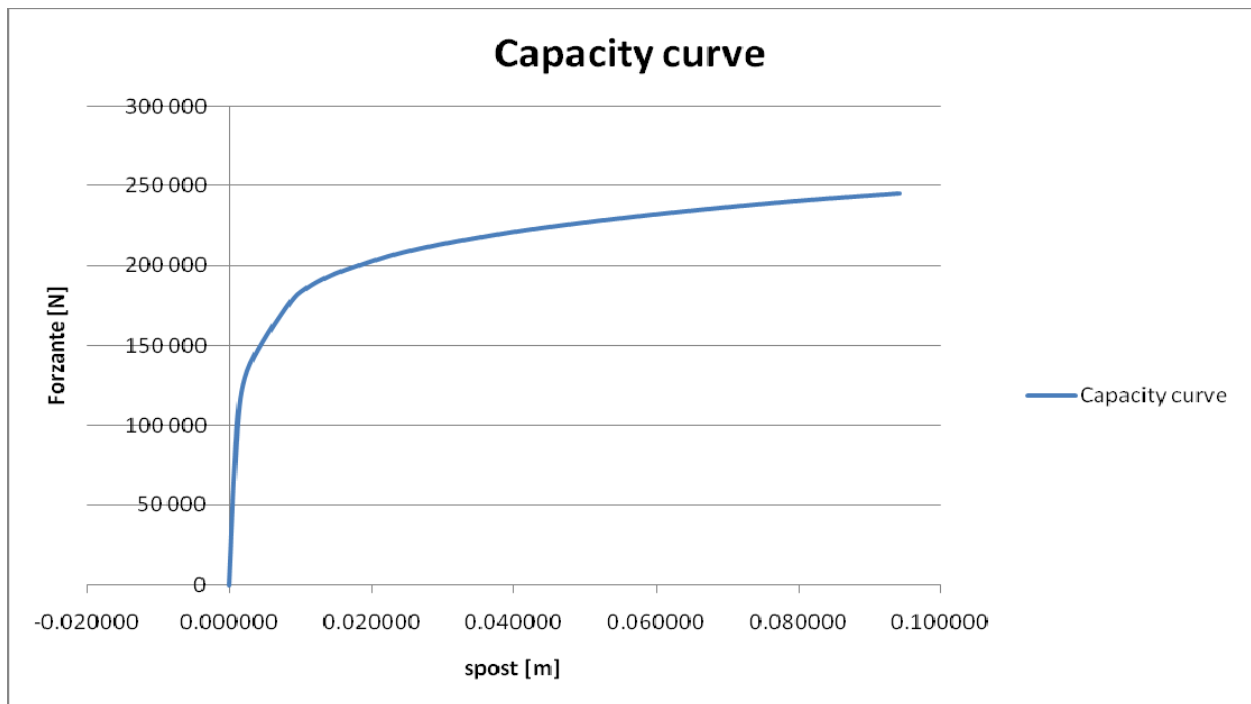
$$N_{\text{PP impalcato}} \dots\dots\dots 2 \times 165.35 \text{ kN/m}$$

N Perm imp 2 x 51.75 kN/m

Carico di PUSH-OVER

Il carico di push-over applicato è un “carico di massa” che agisce, partendo da zero per piccoli step di carico fino al collasso, secondo la direzione longitudinale di impalcato.

Riportiamo il diagramma (Spostamento-Taglio alla base) relativo alla pila in oggetto.



Si rimanda al Cap. 6 per la verifiche relative.

4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

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

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

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

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

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

In dettaglio:

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

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

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

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

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

S.L.U. - T_k dominante

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

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

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

S.L.U. - GEO

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

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

S.L.E. – Caratteristica (Rara)

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

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

S.L.E. fond. - T_k dominante

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

S.L.E. - Frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

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

S.L.E. freq. - T_k dominante

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

S.L.E. - Quasi Permanente

Si considera la seguente combinazione.

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

S.L.U. - sismica

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

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

, E_d : sollecitazione sismica.

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

5 Verifica spalla esistente

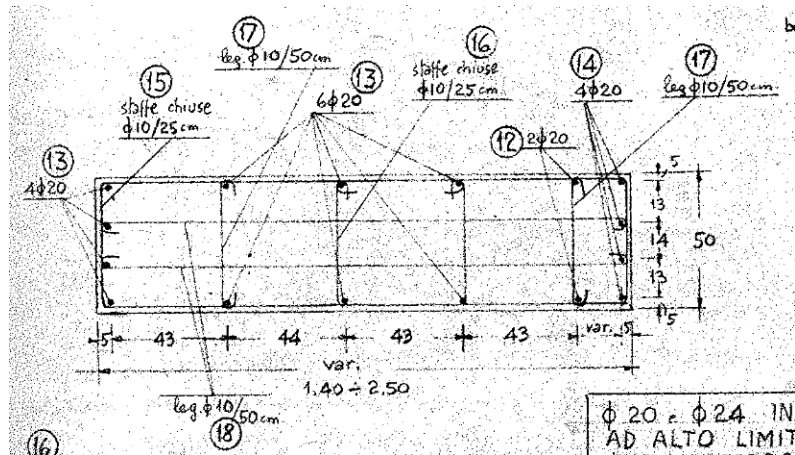
Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

5.1 Paramento

Sezione di verifica alla base 0.50 m x 2.50 m

Armatura longitudinale (4 + 2 + 2 + 2 + 2 + 4) Ø20

Armatura trasversale Ø10/20 - 4(6) bracci



5.1.1 Sollecitazioni

		Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]			Fx [kN]	Fz [kN]	My [kNm]
SLU_STR	min Fx	262.16	-1 006.22	636.81	Sisma STR	min Fx	82.84	-745.35	180.81
	max Fx	209.86	-1 744.34	190.16		max Fx	190.23	-1 483.47	-218.97
	min Fy	0.00	0.00	0.00		min Fy	0.00	0.00	0.00
	max Fy	0.00	0.00	0.00		max Fy	0.00	0.00	0.00
	min Fz	244.30	-2 490.32	250.19		min Fz	-39.84	-1 483.47	-583.85
	max Fz	209.86	-1 744.34	190.16		max Fz	190.23	-1 483.47	-218.97
	min Mx	0.00	0.00	0.00		min Mx	0.00	0.00	0.00
	max Mx	0.00	0.00	0.00		max Mx	0.00	0.00	0.00
	min My	244.30	-2 490.32	250.19		min My	-39.84	-1 483.47	-583.85
	max My	209.86	-1 744.34	190.16		max My	190.23	-1 483.47	-218.97

5.1.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 01_Paramento (04)

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

Titolo: PONTE CANALE VIGENZONE - Paramento

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	250

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	5
2	6.28	72
3	6.28	115
4	6.28	158
5	6.28	202
6	12.57	245

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
L₀ cm Col. modello

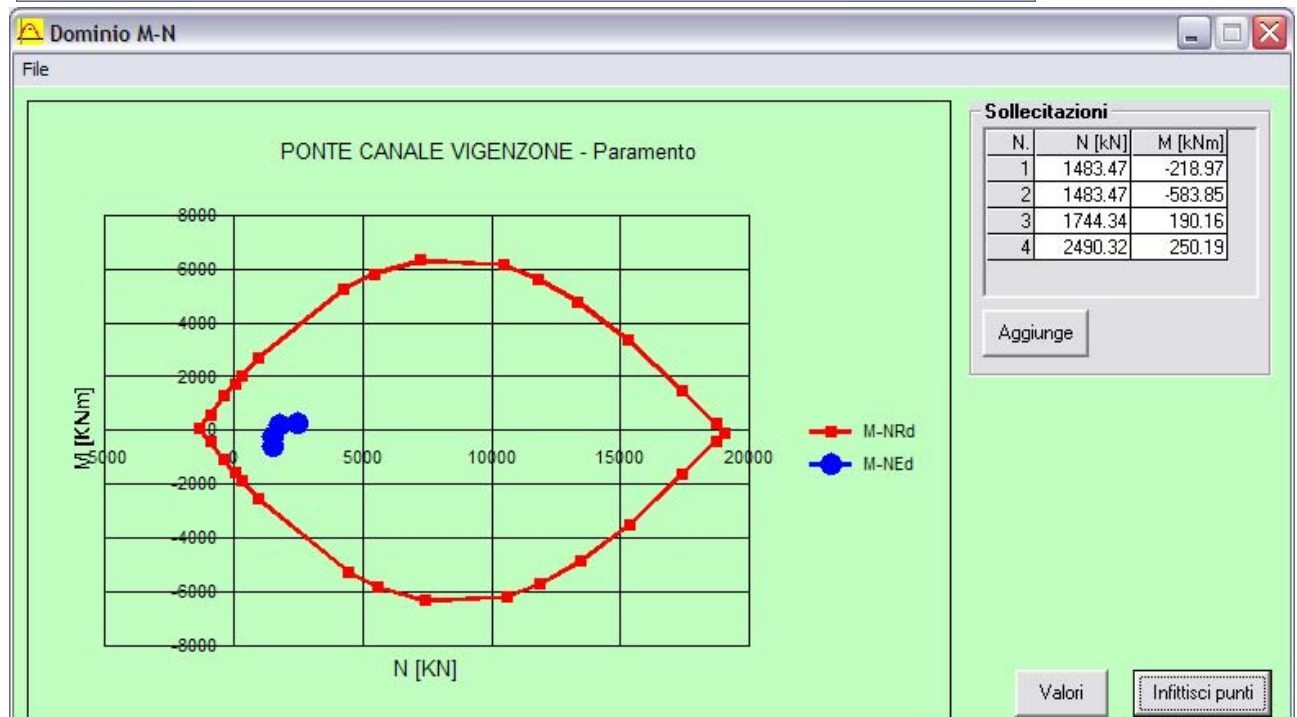
Precompresso

Materiali

Aq 60 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} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ



Verifica soddisfatta.

5.1.3 Verifica a taglio

B	500	mm	fck	25.0	N/mm ²
H	2 500	mm	γC	1.50	-
			fcd	14.17	N/mm ²
As,long	12.57	cm ²			
	4	Φ	20		
Copriferro	30.0	mm			
d	2470.0	mm			
σcp	0.000	N/mm ²	NSd	0	N
k	1.285	-			
ρl	0.00101	-			
V _{min}	0.25	N/mm ²			
V_{Rd}	314.65	kN	Sezioni non armate a taglio		

V_{Sd,max} = 262.16 kN

Verifica soddisfatta.

5.2 Paraghiaia (non rinforzato)

Sezione di verifica alla base (1.00 m) x 0.40 m

Armatura longitudinale monte 1Ø20/25 = 12.57 cm²/m

Armatura longitudinale valle 1Ø16/25 = 8.04 cm²/m

5.2.1 Sollecitazioni

SLU_STR		Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Sisma STR		Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]
	min Fx	21.07	-32.40	11.78		min Fx	12.02	-24.00	4.42
	max Fx	38.63	-32.40	32.85		max Fx	31.88	-24.00	33.63
	min Fy					min Fy			
	max Fy					max Fy			
	min Fz	21.07	-32.40	11.78		min Fz	12.02	-24.00	4.42
	max Fz	38.63	-32.40	32.85		max Fz	31.88	-24.00	33.63
	min Mx					min Mx			
	max Mx					max Mx			
	min My	21.07	-32.40	11.78		min My	12.02	-24.00	4.42
	max My	38.63	-32.40	32.85		max My	31.88	-24.00	33.63

5.2.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 02_Paraghiaia (02)

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

Titolo: PONTE CANALE VIGENZONE - Paraghiaia

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	5
2	12.57	35

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 24 0 kN
 M_{xEd} 33.63 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 Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

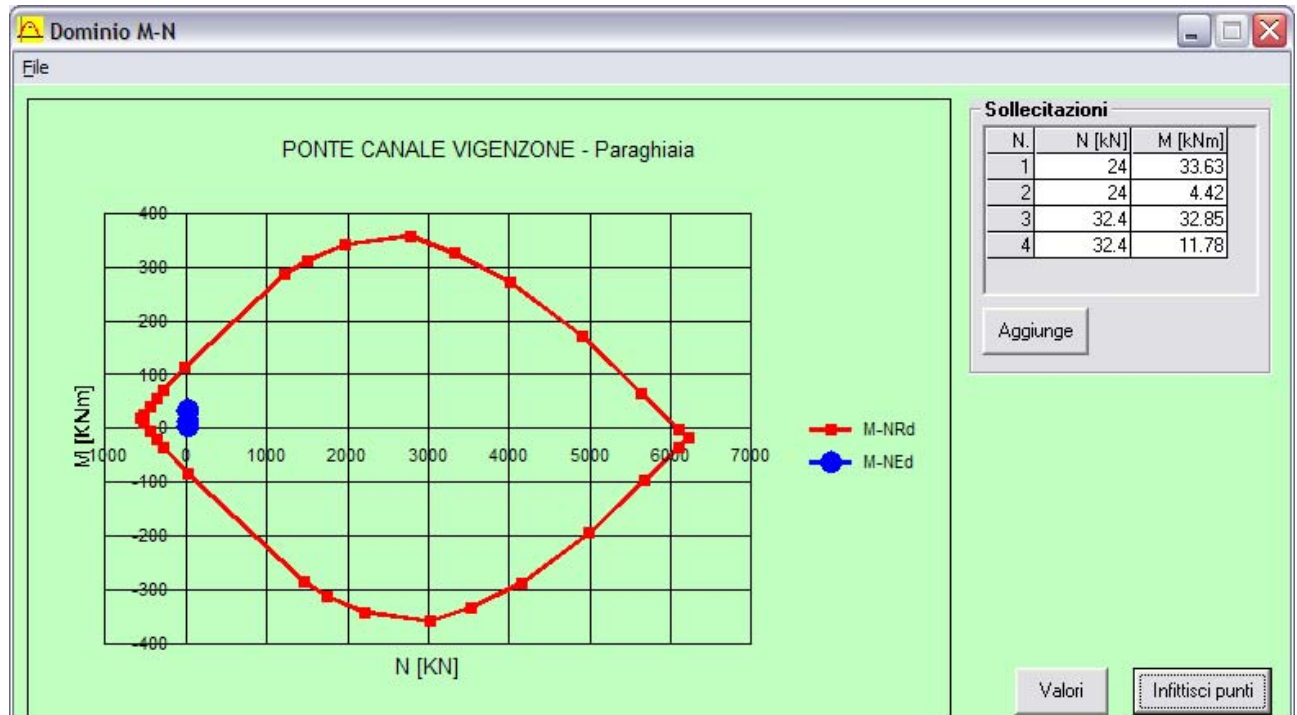
Materiali

Aq 60 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
 $\sigma_{s,adm}$ 180 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 120.9 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 269.6 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 25.98 ‰
 d 35 cm
 x 4.155 x/d 0.1187
 δ 0.7



Verifica soddisfatta.

5.2.3 Verifica a taglio

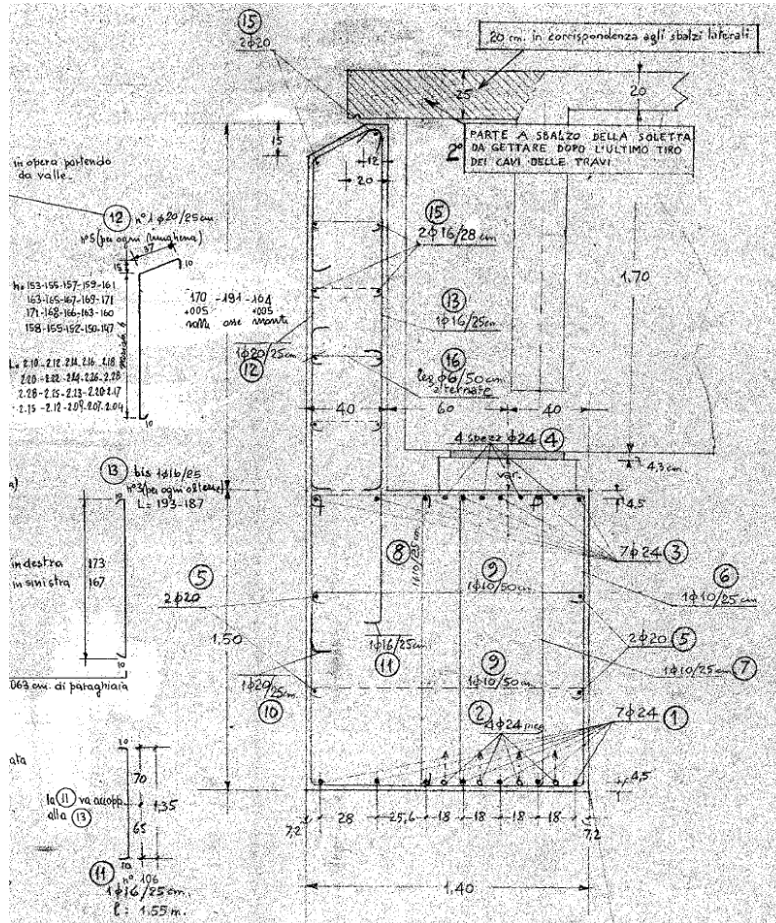
B	1 000	mm		fck	25.0	N/mm ²
H	400	mm		γ_c	1.50	-
				fcd	14.17	N/mm ²
As,long	12.57	cm ²				
	4	Φ	20			
Copriferro	30.0	mm				
d	370.0	mm				
σ_{cp}	0.000	N/mm ²		NSd	0	N
k	1.735	-				
ρ	0.00314	-				
v_{min}	0.40	N/mm ²				
V_{Rd}	153.14	kN	Sezioni non armate a taglio			

$V_{Sd,max} = 38.63$ kN/m

Verifica soddisfatta.

5.3 Trave di testa

Sezione di verifica alla base 1.00 m x 1.00 m
 Armatura longitudinale 4+4Ø24 + 2+2Ø20
 Armatura trasversale Ø10/25 - 4 bracci



5.3.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni globali (in kN e kNm) sono calcolate sulla luce tra due contrafforti pari a 2.90 m.

N.B.: Si riportano le sollecitazioni senza l'effetto dei tiranti a tergo spalle perché si rimanda la verifica del momento trasversale al paragrafo § 5.7.

		Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mz [kNm]	Mx [kNm]	RM [kNm]	RV [kN]
SLU_STR	min Fx	55.64	-103.28	80.68	-149.75	-39.00	-72.38	82.22	170.10
	max Fx	101.47	-320.37	147.13	-464.53	-71.12	-224.52	235.52	487.28
	min Fy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	max Fy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	min Fz	50.39	-539.78	73.07	-782.68	-35.32	-378.29	379.94	786.08
	max Fz	101.47	-320.37	147.13	-464.53	-71.12	-224.52	235.52	487.28
	min Mx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	max Mx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma STR	min My	50.39	-539.78	73.07	-782.68	-35.32	-378.29	379.94	786.08
	max My	101.47	-320.37	147.13	-464.53	-71.12	-224.52	235.52	487.28
	min Fx	29.79	-76.50	43.19	-110.93	-20.88	-53.61	57.53	119.04
	max Fx	114.06	-293.59	165.39	-425.71	-79.94	-205.76	220.74	456.71
	min Fy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	max Fy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	min Fz	-6.29	-293.59	-9.12	-425.71	4.41	-205.76	205.81	425.81
	max Fz	114.06	-293.59	165.39	-425.71	-79.94	-205.76	220.74	456.71
	min Mx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	max Mx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	min My	-6.29	-293.59	-9.12	-425.71	4.41	-205.76	205.81	425.81
	max My	114.06	-293.59	165.39	-425.71	-79.94	-205.76	220.74	456.71

5.3.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 03_Trave di testa (02)

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

Titolo: PONTE CANALE VIGENZONE - Trave di testa

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 26 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-70	-75
2	70	-75
3	70	75
4	-70	75

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	53.8	70.5
2	4.52	53.8	-70.5
3	4.52	35.8	70.5
4	4.52	35.8	-70.5
5	4.52	17.8	70.5
6	4.52	17.8	-70.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 378.29 kNm
 M_{yEd} 35.32 kNm

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

Materiali
 Aq 60 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
 $\sigma_{s,adm}$ 180 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

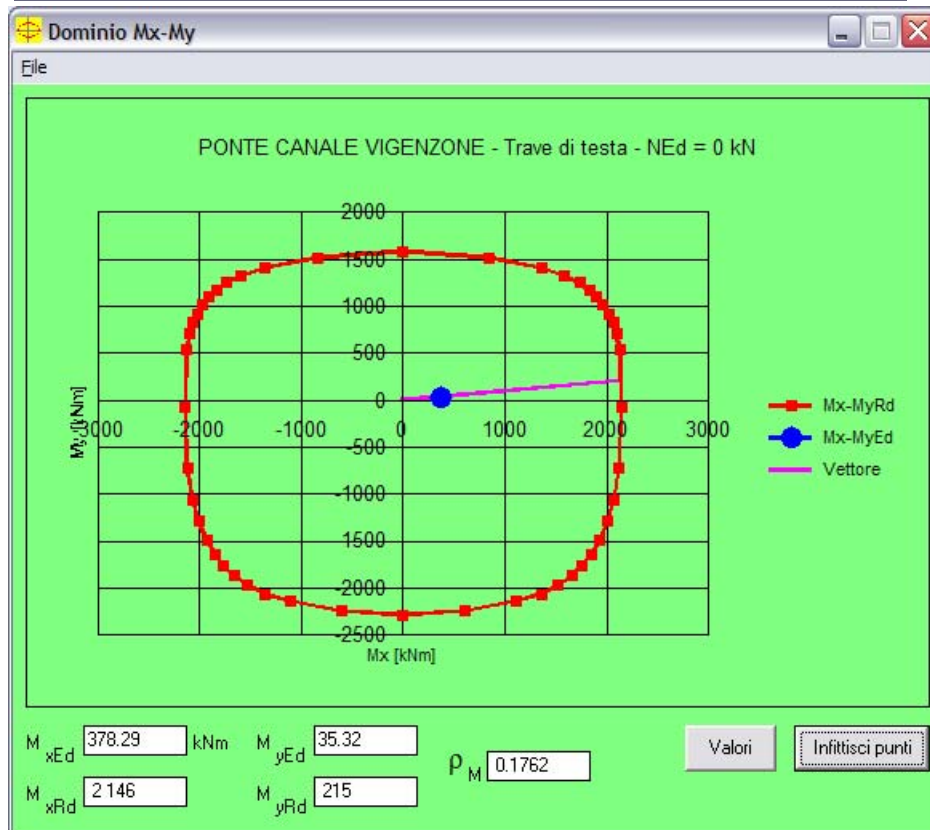
M xRd 2 146 kN m
 M yRd 225.9 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 269.6 N/mm²
 ϵ_c 3.5%
 ϵ_s 58.49%
 d 150 cm
 x 8.472 x/d 0.05646
 δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 358
 Precompresso



Verifica soddisfatta.

5.3.3 Verifica a taglio

Taglio verticale

B	1 400	mm	fck	25.0	N/mm ²
H	1 500	mm	γ_c	1.50	-
			fcd	14.17	N/mm ²
As,long	16.71	cm ²			
	3	Φ	24		
	1	Φ	20		
Copriferro	30.0	mm			
d	1470.0	mm			
σ_{cp}	0.000	N/mm ²	NSd	0	N
k	1.369	-			
ρ_l	0.00080	-			
V_{min}	0.28	N/mm ²			
V_{Rd}	576.79	kN	Sezioni non armate a taglio		
Staffe					
	Φ	10	passo	25	cm
n° bracci	4	-			
Asw	3.14	cm ²			
f _{yd}	200.0	N/mm ²	(Aq42)		
α	90.0	°	ctg(α)	0.00	
θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50	
V_{Rsd}	831.27	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"		
α_c	1.00	-			
fcd	7.08	N/mm ²			
V_{Rcd}	4 524.05	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"		
V_{Rd}	831.27	kN			

$V_{Sd,VERT}$ max = 762.68 kN/m

Taglio orizzontale

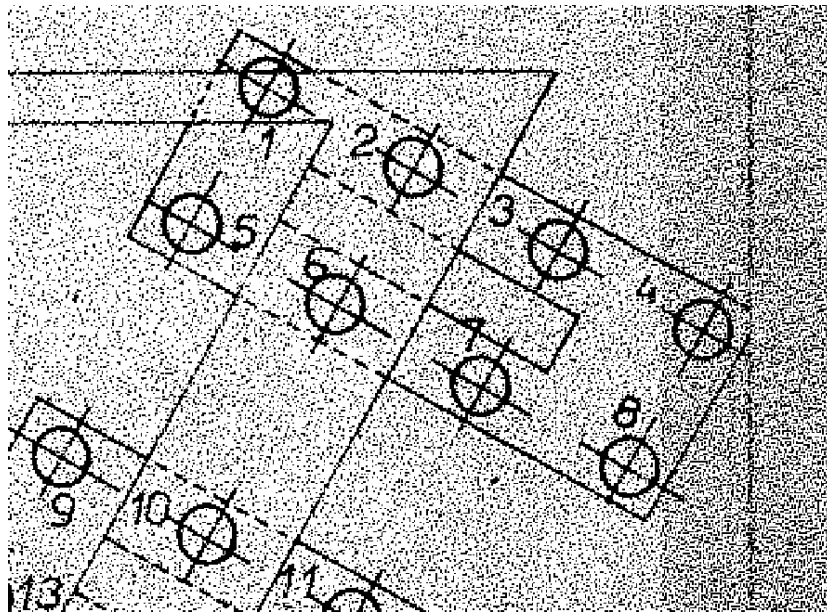
B	1 500	mm	fck	25.0	N/mm ²
H	1 400	mm	γ_c	1.50	-
			fcd	14.17	N/mm ²
As,long	16.71	cm ²			
	3	Φ	24		
	1	Φ	20		
Copriferro	30.0	mm			
d	1370.0	mm			
σ_{cp}	0.000	N/mm ²	NSd	0	N
k	1.382	-			
ρ_l	0.00080	-			
V_{min}	0.28	N/mm ²			
V_{Rd}	584.32	kN	Sezioni non armate a taglio		
Staffe					
	Φ	10	passo	25	cm
n° bracci	4	-			
Asw	3.14	cm ²			
f _{yd}	200.0	N/mm ²	(Aq42)		
α	90.0	°	ctg(α)	0.00	
θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50	
V_{Rsd}	774.72	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"		
α_c	1.00	-			
fcd	7.08	N/mm ²			
V_{Rcd}	4 517.46	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"		
V_{Rd}	774.72	kN			

$V_{Sd,ORIZZ}$ max = 169.14 kN/m

$$V_{Sd,max} = (816.49^2 + 73.07^2)0.5 = \dots\dots\dots 819.76 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = (831.27^2 + 387.36^2)0.5 = \dots\dots\dots 917.09 \text{ kN}$$

5.4 Pali spalla esistente



Pali SCAC (Rck~50 - Armatura assimilabile a B450C)

Øest	48 cm
Øint	26 cm
As,long	14Ø12
As,trasv	Ø10/20

5.4.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni sui pali delle spalle esistenti sono derivate da un analisi LINEARE funzione delle sollecitazioni agenti alla base del piede della spalla.

	Palo	NSd [kN]			MSd [kNm]			VSd [kN]		
		SISstr	SLUstr	SLErara	SISstr	SLUstr	SLErara	SISstr	SLUstr	SLErara
monte	1	211.0	377.0	273.0	104.0	93.8	72.3	48.2	43.5	36.1
	2	258.0	396.0	299.0	99.7	89.7	68.9	45.1	40.8	33.8
	3	301.0	414.0	324.0	103.1	93.1	71.8	47.9	43.3	35.9
valle	4	345.0	433.0	350.0	129.2	115.1	89.2	66.0	59.6	49.4
monte	5	325.0	424.0	337.0	119.0	107.0	82.7	57.8	52.3	43.4
	6	369.0	443.0	362.0	114.1	102.0	78.9	54.2	49.1	40.7
	7	412.0	461.0	388.0	117.1	105.0	81.3	56.6	51.3	42.6
valle	8	455.0	479.0	413.0	133.2	119.1	92.3	68.7	62.2	51.5

5.4.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 05_Pali spalla esist (05)

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

Titolo: VIGENZONE - Pali spalla esistente

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 24 [cm]
- Raggio interno: 13 [cm]
- N° barre uguali: 14
- Diametro barre: 1.2 [cm]
- Copriferro (baric.): 2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo 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
- 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
- Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C40/50

- 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} : 22.67
- E_s/E_c : 15
- f_{cc}/f_{cd} : 0.8
- ϵ_{syd} : 1.957 ‰
- $\sigma_{c,adm}$: 14.75
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- τ_{co} : 0.8667
- τ_{c1} : 2.4

M_{xRd}: 123 kNm

σ_c : -22.67 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

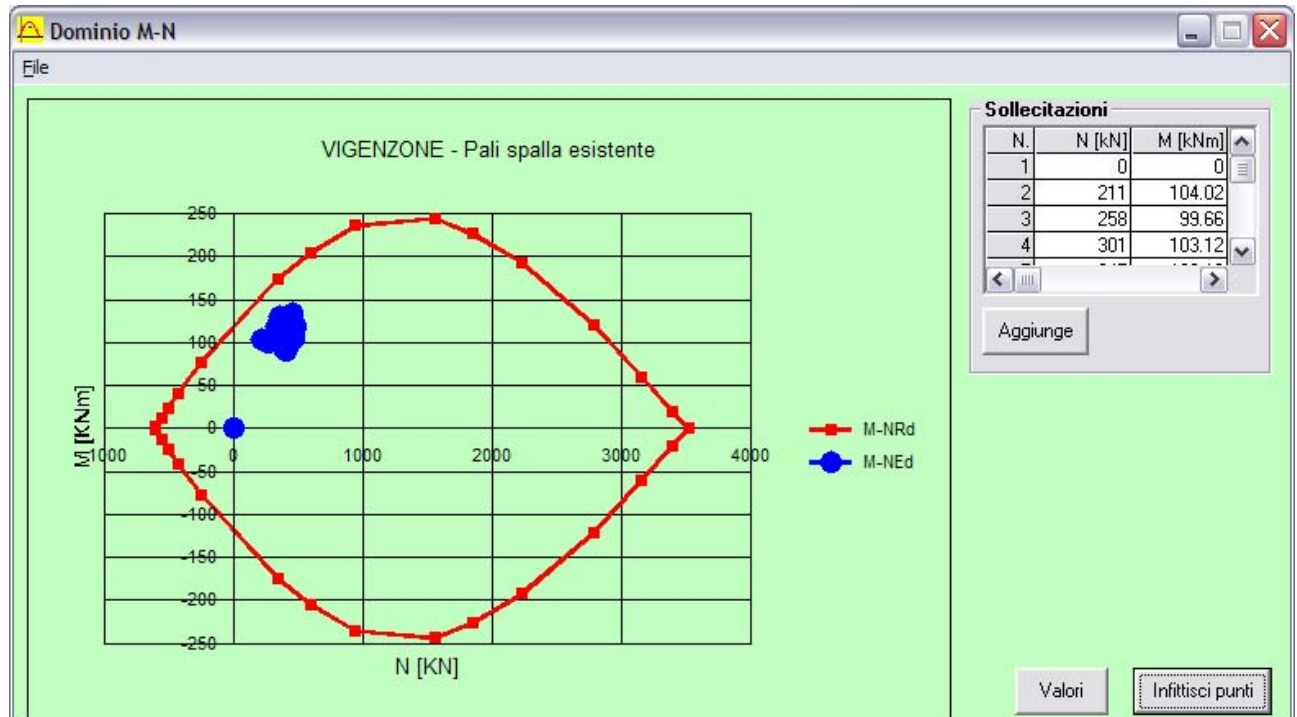
ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 16.87 ‰

d: 46 cm

x: 7.905 x/d: 0.1718

δ : 0.7



Verifica soddisfatta.

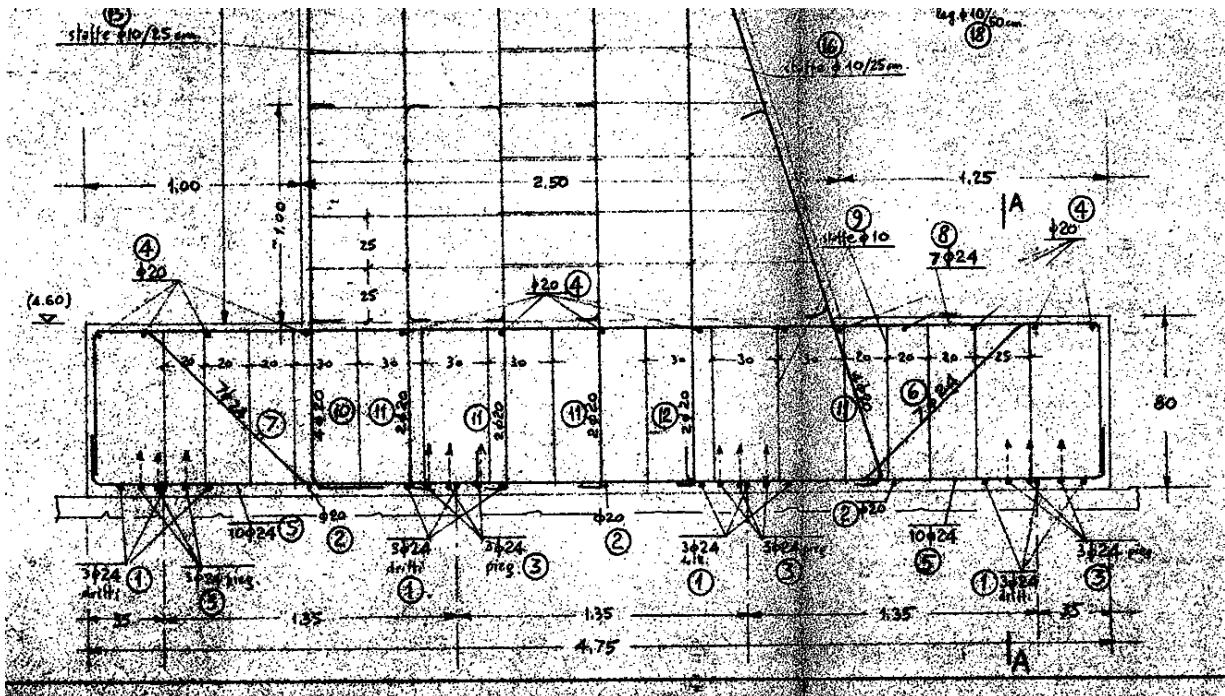
5.4.3 Verifica a taglio

D esterno	480	A reale	180 956
d	444	D interno	260
bw	309.8	(PI.GRECO()*(diam^2-diam_cavo^2)/4)/(d+coprif)	
d	392.8	diam/2+diam/PI.GRECO()	
Aeq	121 668		
B	310 mm	fck	40.0 N/mm ²
H	413 mm	γc	1.50 -
		fcd	22.67 N/mm ²
As,long	7.92 cm ²		
	7 Φ	12	
Copri ferro	20.0 mm		
d	392.8 mm		
σcp	0.000 N/mm ²	N appl	0 N
k	1.714 -		
ρl	0.00619 -		
V _{min}	0.50 N/mm ²		
V_{Rd}	72.93 kN	Sezioni non armate a taglio	

V_{Sd,max} = 68.70 kN

Verifica soddisfatta.

5.5 Piede di fondazione



- Superficie di verifica (mezza sezione per una sola fila di pali) 0.95 m x 0.80 m
- As,long sup $7\phi 24/2 = 15.82 \text{ cm}^2$
- As,long inf $(7\phi 24 + 10\phi 24)/2 = 15.82 \text{ cm}^2 + 22.62 \text{ cm}^2$
- As,trasv (staffe) $\phi 10/20$ (2 bracci)
- As,trasv (ferri piegati) $\phi 24/125$ (7/2 bracci)

5.5.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni agenti sul piede della spalla sono funzione delle azioni trasmesse dei pali di fondazione alla suola in c.a. (v, § 5.4.1)

	Palo	Sismica			Sismica		
		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
monte	1	48.2	-241.2	211.0	43.5	-338.9	377.0
	2						
	3						
valle	4	-66.0	-181.3	345.0	-59.6	-274.6	433.0
monte	5	57.8	-330.3	325.0	52.3	-382.6	424.0
	6						
	7						
valle	8	-68.7	-276.3	455.0	-62.2	-312.0	479.0

5.5.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 03_Suola spalla esist (03)

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

Titolo: VIGENZONE - Suola valle spalla

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	95	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.82	3
2	15.82	77
3	22.62	77

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

Diagramma:

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -48.21 kN
 M_{xEd}: 241.17 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

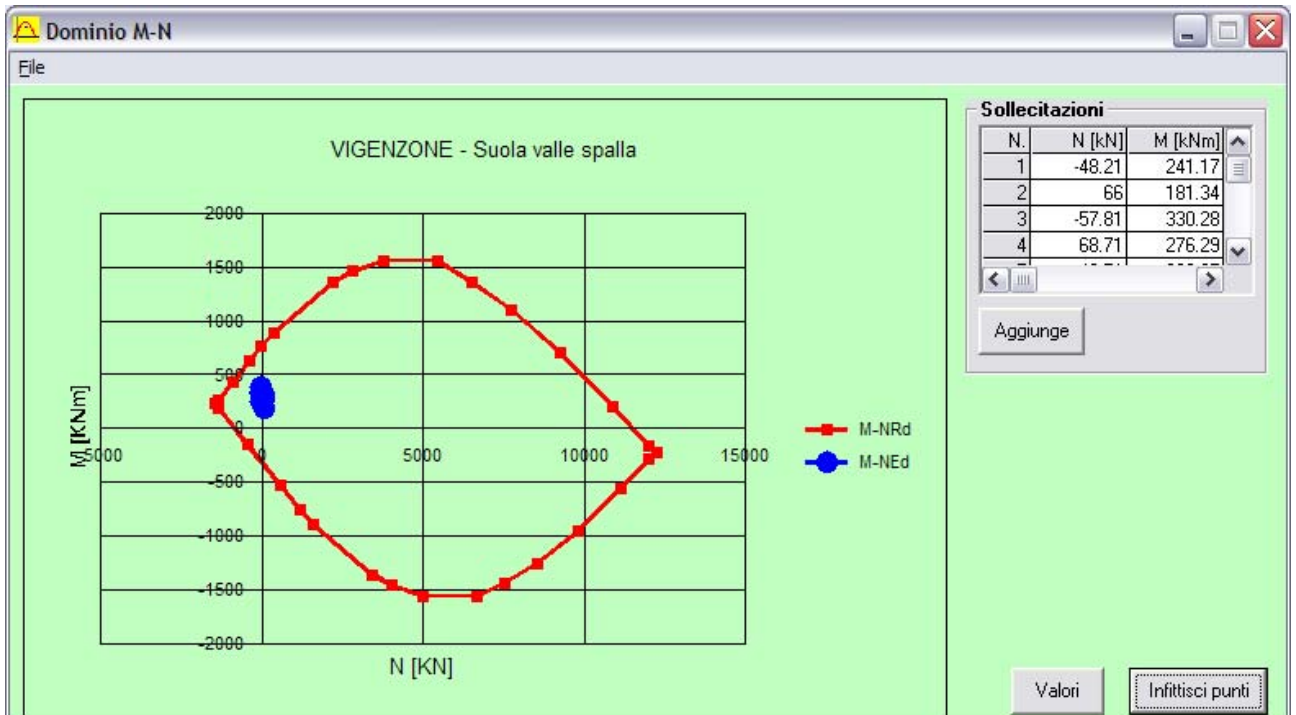
Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 Aq 60 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‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 180 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 753.8 kNm
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 269.6 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 48.99‰
 d: 77 cm
 x: 5.135 x/d: 0.06668
 δ: 0.7

Calcoli:
 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello
 Precompresso



Verifica soddisfatta.

5.5.3 Verifica a taglio

B	700	mm	fck	35.0	N/mm ²					
H	800	mm	γ_c	1.50	-					
			fcd	19.83	N/mm ²					
As,long	27.52	cm ²								
	4	Φ	24		_(16)					
	1	Φ	20		_(17)					
	2	Φ	20		_(18)					
Copriferro	30.0	mm								
d	770.0	mm								
σ_{cp}	0.000	N/mm ²	N,appl	0	N					
k	1.510	-								
ρ_l	0.00491	-								
V_{min}	0.38	N/mm ²								
V_{Rd}	252.05	kN	Sezioni non armate a taglio							
Staffe					Ferri piegati					
Φ	10	passo	20	cm	Φ	20	passo	60	cm	
n° bracci	4	-			n° bracci	1.5	-			
Asw	3.14	cm ²			Asw	4.71	cm ²			
f _{yd}	200.0	N/mm ²	Aq42		f _{yd}	269.6	N/mm ²	Aq60		
α	90.0	°	ctg(α)	0.00	α	45.0	°	ctg(α)	1.00	
θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50	θ	45.0	°	ctg(θ)	1.00	
V_{Rsd}	544.28	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"			V_{Rsd}	207.52	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"	
α_c	1.00	-								
f _{cd}	9.92	N/mm ²								
V_{Rcd}	1 658.82	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"							
V_{Rd}	751.80	kN								

$V_{Sd,max} = 479$ kN

Verifica soddisfatta.

5.6 Tirante a tergo spalla

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

- tiro di congruenza per la combinazione statica (SLU): 390 kN per cavalletto
- tiro di congruenza per la combinazione sismica: 669 kN per cavalletto

Azioni assiali resistenti del tirante:

$N_{c,Rd} = A_{CLS} \times f_{cdCOMPR} = (800 \times 1200) \text{ mm}^2 \times 15.87 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 15\,235.2 \text{ kN}$
 $N_{t,Rd} = A_s \times f_{yd} = 3 \times 3\varnothing 26 \times 391.3 \text{ MPa} = 3186 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 1\,246.7 \text{ kN}$

5.7 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 (v. Figura Figura 5-1).

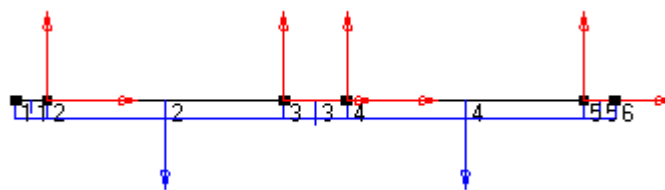
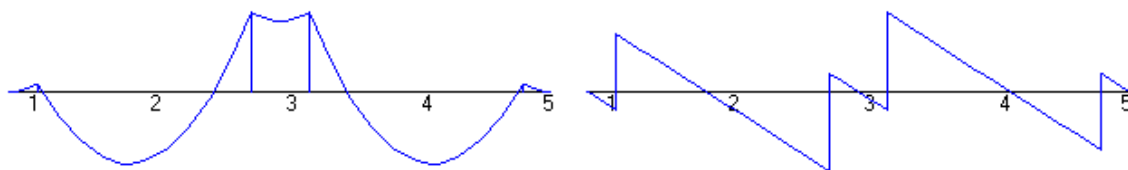


Figura 5-1 - Schema statico della trave equivalente alla spalla sul piano orizzontale

Lo schema statico della trave equivalente tiene conto della mutua distanza tra i tiranti e della loro inclinazione sul piano orizzontale:

$R_{MAX} = R_{MAX} \times \cos \alpha = 669 \text{ kN} \times \cos (29.16^\circ) = \dots\dots\dots 584 \text{ kN}$

Applicando un carico q unitario alla trave equivalente otteniamo:



	Reazione media [N]	M max [Nm]	M min [Nm]	V max [N]
Trave equivalente	5.95	+7.05	-7.76	5.44
Caso reale	584 000	+692 000	-762 000	534 000

5.7.1 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 06_ParamentoSpallaTrasv (03)

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

Titolo: VIGENZONE - Verifica SPALLA TRASVERSALE

N° Vertici: 6 Zoom N° barre: 34 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	253.8	54.3
2	-136.2	54.3
3	-136.2	-85.7
4	13.8	-85.7
5	13.8	14.3
6	253.8	14.3

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-133.2	-82.7
2	4.52	-133.2	-64.7
3	4.52	-133.2	-46.7
4	4.52	-133.2	-28.7
5	4.52	-133.2	-10.7
6	4.52	-133.2	17.3

Materiali: Aq 60 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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 180 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1 673 kN m

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 06_ParamentoSpallaTrasv (03)

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

Titolo: VIGENZONE - Verifica SPALLA TRASVERSALE

N° Vertici: 6 Zoom N° barre: 34 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	253.8	54.3
2	-136.2	54.3
3	-136.2	-85.7
4	13.8	-85.7
5	13.8	14.3
6	253.8	14.3

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-133.2	-82.7
2	4.52	-133.2	-64.7
3	4.52	-133.2	-46.7
4	4.52	-133.2	-28.7
5	4.52	-133.2	-10.7
6	4.52	-133.2	17.3

Materiali: Aq 60 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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 180 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -2 207 kN m

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

MSd(+) = 692 kNm < MRd(+) = 1 673 kNm

MSd(-) = -762 kNm < MRd(-) = -2 207 kNm

Verifica soddisfatta.

5.7.2 Verifica a taglio

B	1 500	mm		fck	25.0	N/mm ²
H	1 400	mm		γ_c	1.50	-
				fcd	14.17	N/mm ²
As,long	0.00	cm ²				
	0	Φ	0			
Copriferro	30.0	mm				
d	1370.0	mm				
σ_{cp}	0.000	N/mm ²		NSd	0	N
k	1.382	-				
ρ_l	0.00000	-				
v_{min}	0.28	N/mm ²				
V_{Rd}	584.32	kN	Sezioni non armate a taglio			
Staffe						
Φ	10	passo	25	cm		
n° bracci	4	-				
Asw	3.14	cm ²				
f _{yd}	200.0	N/mm ²	Aq42			
α	90.0	°	ctg(α)	0.00		
θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50		
V_{Rsd}	774.72	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"			
α_c	1.00	-				
f _{cd}	7.08	N/mm ²				
V_{Rcd}	4 517.46	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"			
V_{Rd}	774.72	kN				

V_{Sd,max} = 534 kN

Verifica soddisfatta.

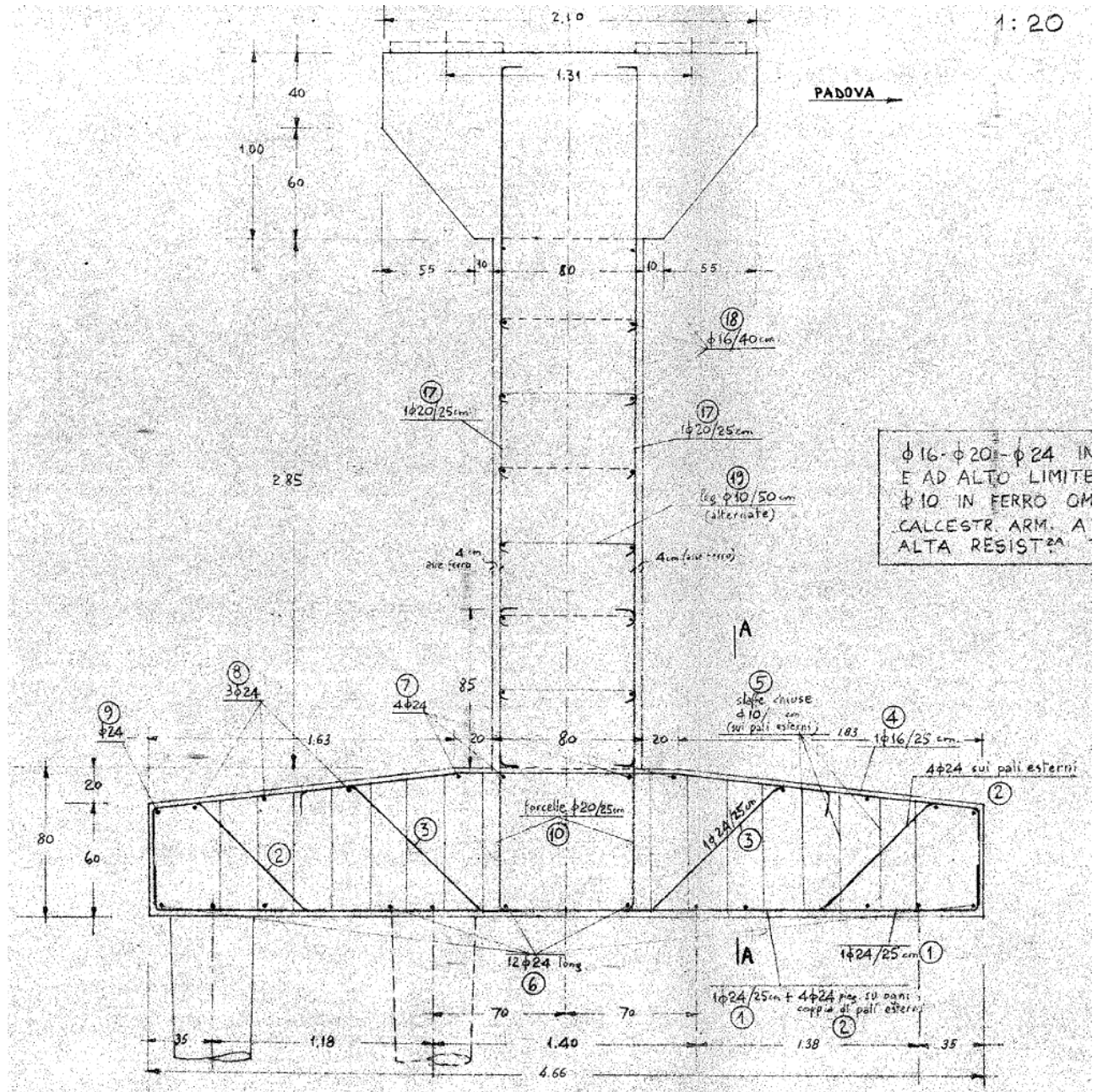
6 Verifica pila

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

In base a quanto riportato nel paragrafo § 2.2.2, la pila è calcolata e verificata come un elemento unico ipotizzando caratteristiche dei materiali e di armatura della parte in ampliamento simili rispetto alla parte esistente in modo da permettere la formazione di un'eventuale cerniera plastica alla base del paramento.

L'azione sismica è stata calcolata con un'analisi di tipo statico non lineare (v. § 3.2.2.2).

6.1 Paramento

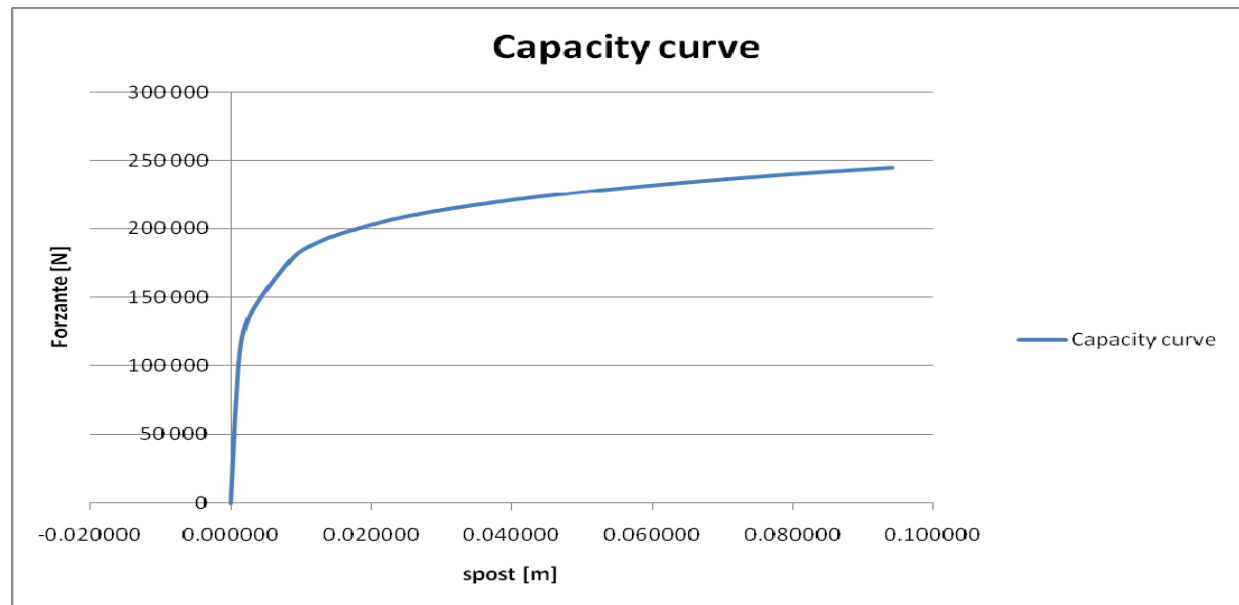


Sezione di verifica (32.80 m x) 0.80 m

Armatura longitudinale 1+1Ø20/25

6.1.1 Sollecitazioni e analisi

Riportiamo la curva di push-over.



La curva ottenuta viene bilinearizzata secondo il criterio dell'uguaglianza delle aree. La forza di snervamento F_y è quella fornita dal diagramma in corrispondenza di d_{max} .

La rigidezza del sistema equivalente è data da:

$$k_e = F_y / d_{max}$$

da cui il periodo

$$T_e = 2\pi \sqrt{m/k_e}$$

, m : massa efficace della pila (v. § 3.2.2.2)

La domanda in spostamento si ottiene quindi con riferimento allo spettro elastico in spostamento:

$$d_{SPOST} = S_{De}(T_e)$$

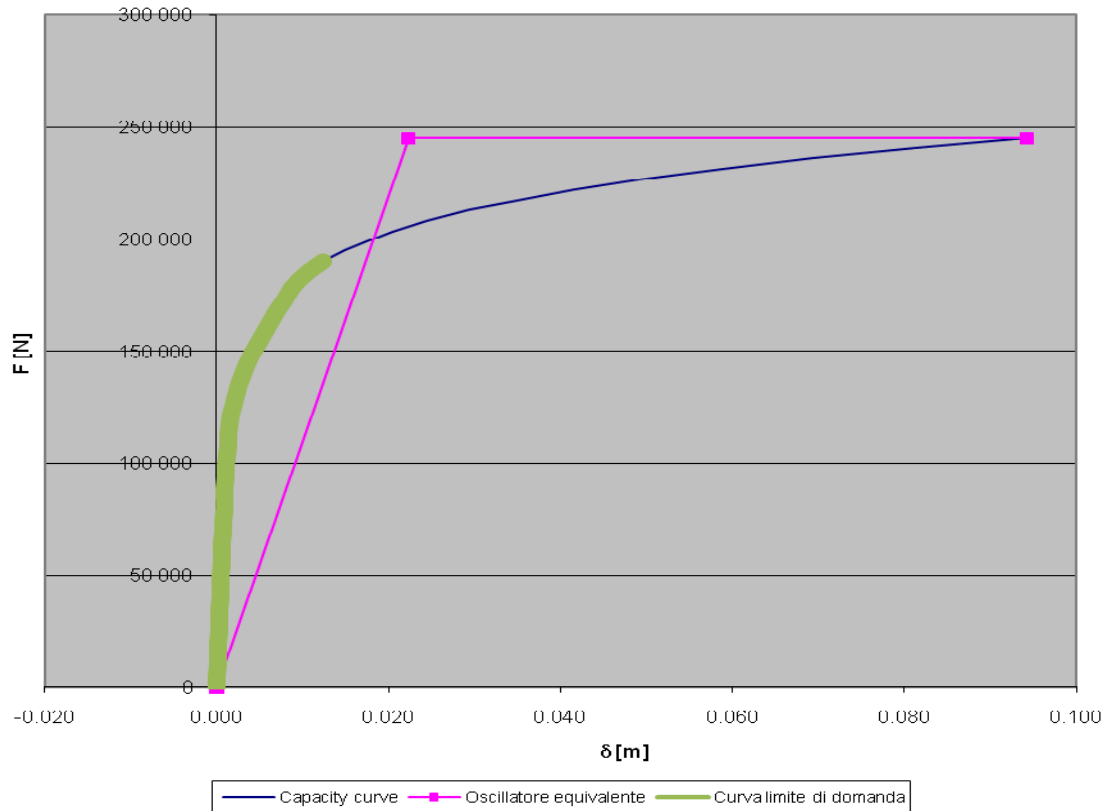
Una volta determinata la risposta massima dell'oscillatore equivalente, lo stato della struttura è quello corrispondente a tale spostamento massimo nel punto di controllo.

6.1.2 Verifica a pressoflessione

La verifica consiste nel controllare che nella configurazione di domanda in spostamento della struttura le domande di duttilità siano compatibili con le rispettive capacità e che le forze di taglio siano minori delle rispettive resistenze.

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

Oscillatore equivalente			
dy	0.0223	[m] - Hp	: spostamento di snervamento
d max	0.0942	[m] - Hp	: spostamento ULTIMO
F max	245 056	[N]	
A'	20 360	[Nm]	
scarto % A	0.0%		
k	10992177.2	[N/m]	: rigidezza del sistema equivalente
M	60 000	[kg]	: massa del sistema
Te	0.464	[sec]	: periodo del sistema equivalente
ω_e	13.535	[rad/sec]	
Calcolo effetti sisma (NTC 2008)			
ag	0.081	[g]	: funzione del sito - SLV
	0.79461	[m/s ²]	
Fo	2.798	[-]	: funzione del sito - SLV
T*c	0.37	[sec]	: funzione del sito - SLV
Cat. suolo	D		
Ss	1.80	[-]	: coeff. ampl. stratigr.
Cat. topografica	T1		
St	1.00	[-]	: coeff. ampl. topogr.
S	1.80	[-]	
ξ	5.0	[%]	
η	1.00	[-]	
Cc	2.055	[-]	
TB	0.253	[sec]	
TC	0.760	[sec]	
TD	1.924	[sec]	
Se (Te)	4.002	[m/s ²]	
SD (Te) - d max	0.0218	[m]	: domanda in spostamento SLV
δ_u	0.0942	[m]	: capacità di spostamento ULTIMO
γ_{el}	1.50	[-]	: fattore di conversione $\delta_u \rightarrow \delta_{SLC}$
δ_{SLC}	0.0628	[m]	: capacità di spostamento allo SLC
f_{SLV}	0.75	[-]	: fattore di conversione $\delta_{SLC} \rightarrow \delta_{SLV}$
δ_{SLV}	0.0471	[m]	: capacità spostamento allo SLV
	Verificato		



La verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

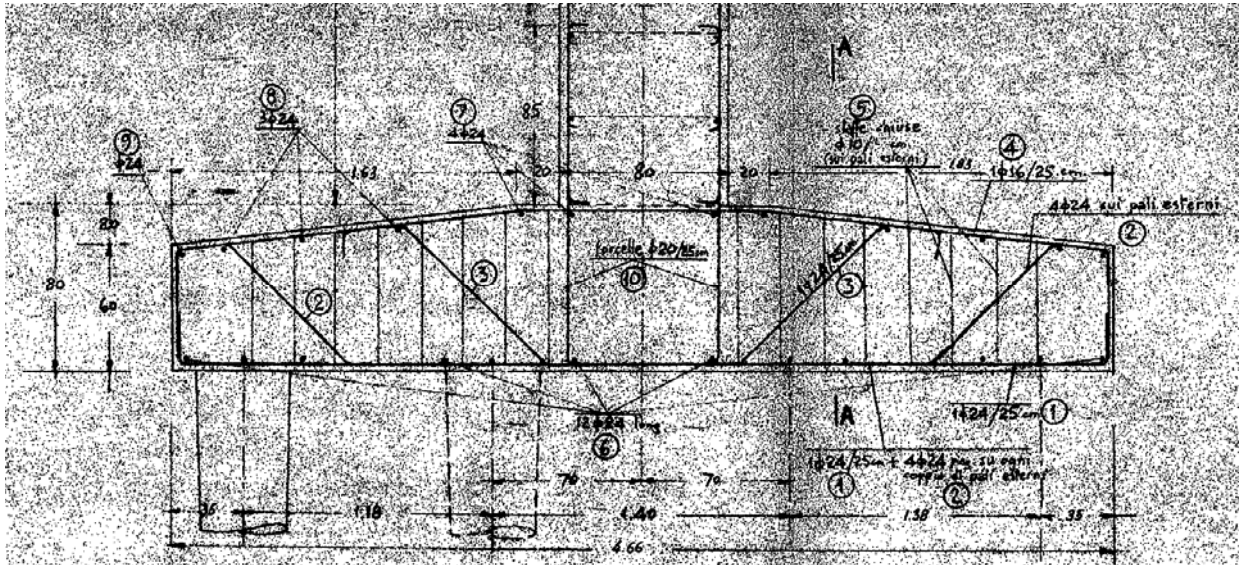
6.1.3 Verifica a taglio

B	1 000 mm		fck	32.0 N/mm ²
H	800 mm		γ_c	1.50 -
			fcd	18.13 N/mm ²
As,long	12.57 cm ²			
	4 Φ	20		
Copriferro	20.0 mm			
d	780.0 mm			
σ_{cp}	0.659 N/mm ²		NSd	526 918 N
k	1.506 -			
ρ	0.00157 -			
v_{min}	0.37 N/mm ²			
V_{Rd}	362.58 kN	Sezioni non armate a taglio		

$V_{Sd,max} = 189.95$ kN/m

Verifica soddisfatta.

6.2 Suola di fondazione



Superficie di verifica	(1.00 m x) 0.80 m
As,long sup = 1Ø16/25 cm = 4Ø16/m =	8.04 cm ² /m
As,long inf = 1+1Ø24/25 cm + 4Ø24/1.50 m = 16Ø24/1.50 m =	48.21 cm ² /m
As,trasv (staffe) = Ø10/20 (2 br.) / 1.50 m =	0.53 cm ² /m
As,trasv (ferri piegati)	1Ø24/80 (1 br.)

6.2.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 16_Suola Pila esist (04)

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

Titolo: VIGENZONE - Suola pila esistente

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	5
2	48.21	75

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 A.L.E. C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 443.5 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.218 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1 495 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 443.5 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.87 ‰
 d 75 cm
 x 12.29 x/d 0.1638
 δ 0.7

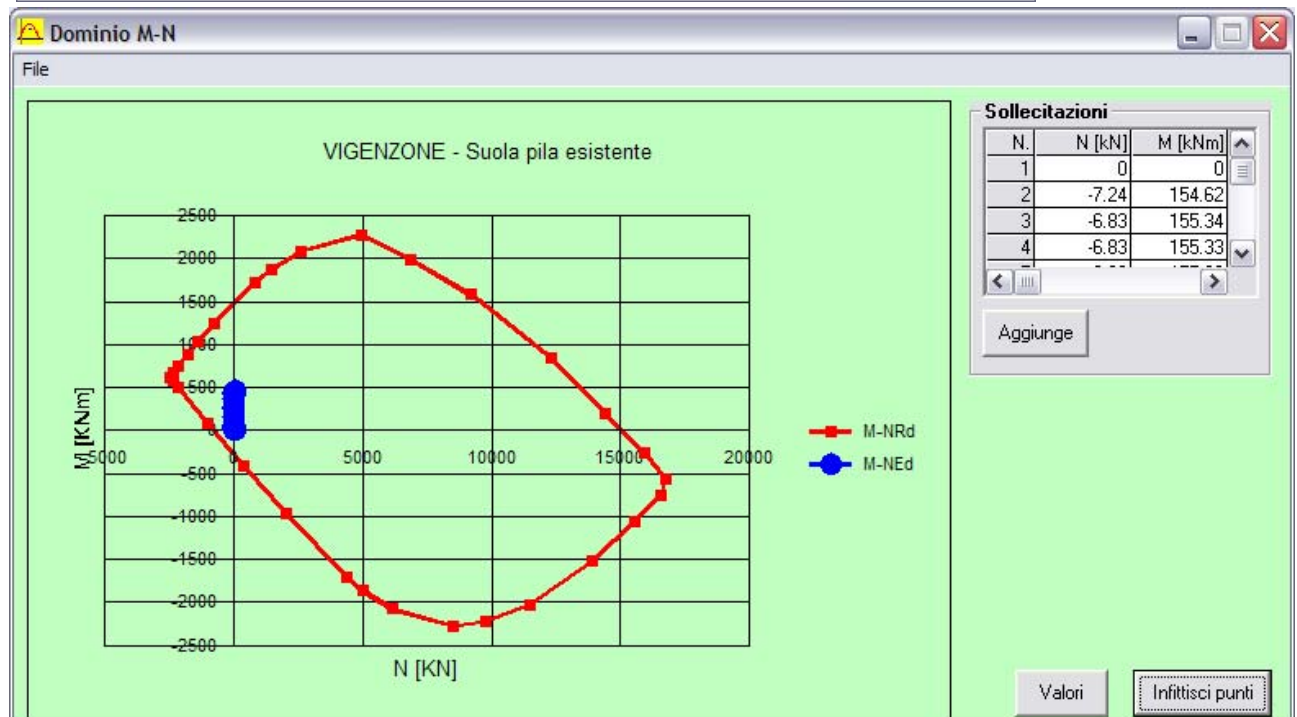
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello

Precompresso



Verifica soddisfatta.

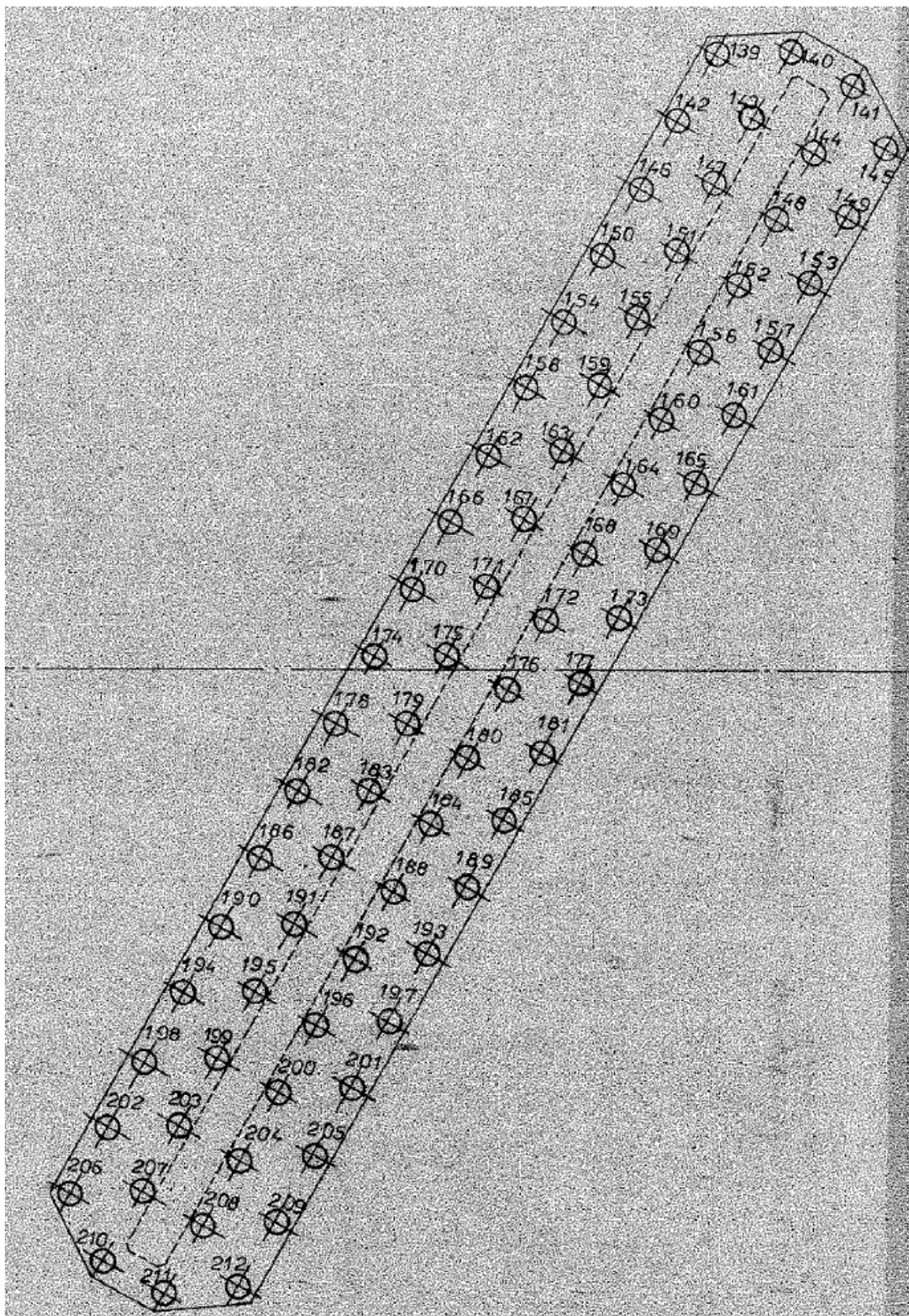
6.2.3 Verifica a taglio

B	1 000 mm		fck	32.0 N/mm ²					
H	800 mm		γ_c	1.50 -					
			fcd	18.13 N/mm ²					
As,long	8.04 cm ²								
	4 Φ	16							
Copriferro	50.0 mm								
d	750.0 mm								
σ_{cp}	0.000 N/mm ²		NSd	0 N					
k	1.516 -								
ρ_l	0.00101 -								
v_{min}	0.37 N/mm ²								
V_{Rd}	277.28 kN	Sezioni non armate a taglio							
Staffe				Ferri piegati					
Φ	5.81	passo	20	cm	Φ	24	passo	80	cm
n° bracci	2	-			n° bracci	1	-		
Asw	0.53	cm ²			Asw	4.52	cm ²		
f _{yd}	185.0	N/mm ²	Fe OMOG ...		f _{yd}	443.5	N/mm ²	ALE	
α	90.0	°	ctg(α)	0.00	α	45.0	°	ctg(α)	1.00
θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50	θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50
V_{Rsd}	82.74 kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"			V_{Rsd}	418.96 kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"		
α_c	1.00	-							
fcd	9.07	N/mm ²							
V_{Rcd}	2 110.34 kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"							
V_{Rd}	501.70 kN								

$V_{Sd,max} = 352$ kN/m

Verifica soddisfatta.

6.3 Pali pila esistente



Pali SCAC ($R_{ck} \sim 50$ - Armatura assimilabile a B450C)

\varnothing_{est} 48 cm

\varnothing_{int} 26 cm

As,long 14 \varnothing 12

As,trasv \varnothing 10/20

6.3.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 17_Pali pila esist (05)

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

Titolo: VIGENZONE - Pali pila esistente

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 24 [cm]
- Raggio interno: 13 [cm]
- N° barre uguali: 14
- Diametro barre: 1.2 [cm]
- Copriferro (baric.): 2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo 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 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 Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

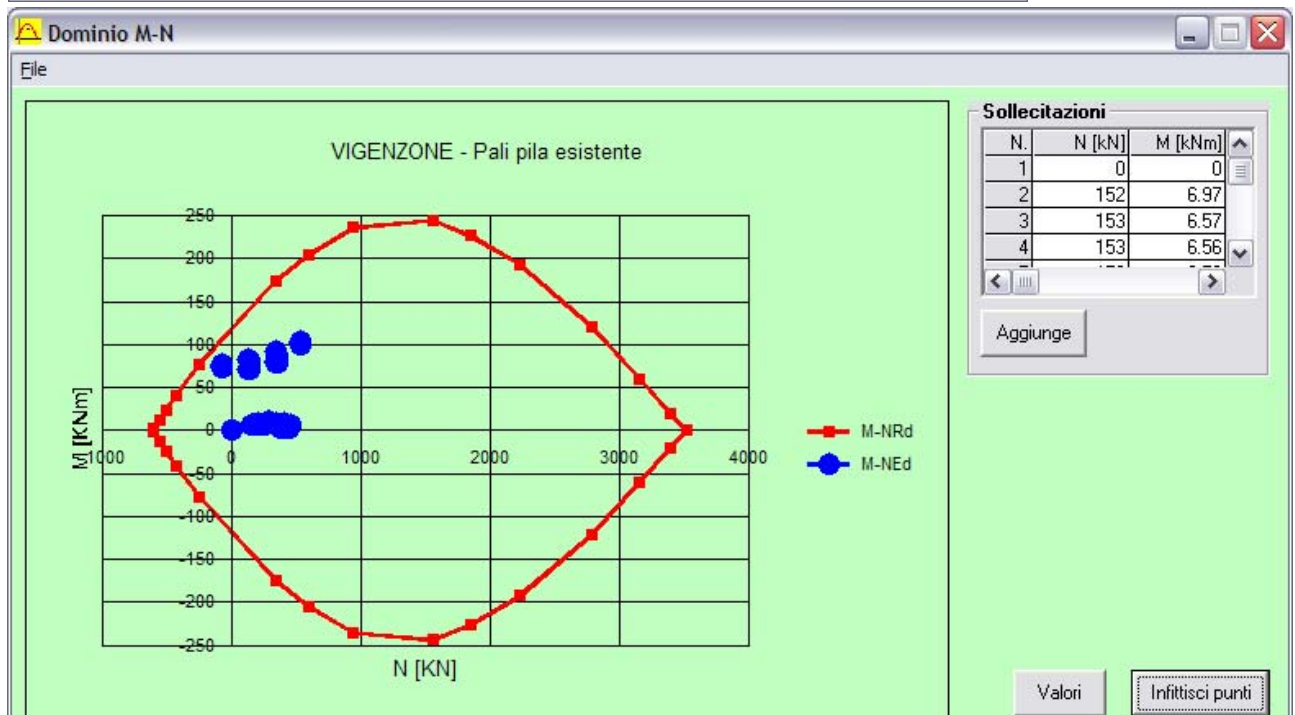
Materiali

B450C **C40/50**

- 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} : 22.67
- E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
- ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 14.75
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.8667
- τ_{c1} : 2.4

M_{xRd}: 123 kN m

σ_c : -22.67 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 16.87 ‰
 d: 46 cm
 x: 7.905 x/d: 0.1718
 δ : 0.7



Verifica soddisfatta.

6.3.3 Verifica a taglio

D esterno	480	A reale	180 956
d	444	D interno	260
bw	309.8	(PI.GRECO()*(diam^2-diam_cavo^2)/4)/(d+coprif)	
d	392.8	diam/2+diam/PI.GRECO()	
Aeq	121 668		
B	310 mm	fck	40.0 N/mm ²
H	413 mm	γc	1.50 -
		fcd	22.67 N/mm ²
As,long	7.92 cm ²		
	7 Φ	12	
Copri ferro	20.0 mm		
d	392.8 mm		
σcp	4.090 N/mm ²	N appl	523 000 N
k	1.714 -		
ρ	0.00619 -		
V _{min}	0.50 N/mm ²		
V_{Rd}	147.57 kN	Sezioni non armate a taglio	

V_{Sd,max} = 89.37 kN

B	310 mm	fck	40.0 N/mm ²
H	413 mm	γc	1.50 -
		fcd	22.67 N/mm ²
As,long	7.92 cm ²		
	7 Φ	12	
Copri ferro	20.0 mm		
d	392.8 mm		
σcp	0.000 N/mm ²	N appl	0 N
k	1.714 -		
ρ	0.00619 -		
V _{min}	0.50 N/mm ²		
V_{Rd}	72.93 kN	Sezioni non armate a taglio	

V_{Sd,max} = 56.74 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:

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

$$\alpha [\%] = b_{PARAGH,tot} [m] / b_{PARAGH_RICOSTR+NUOVO} [m]$$

In base a quanto indicato in § 3.1.1.5 e § 3.2.1.6, l'azione sismica totale sul ritegno risulta:

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

$$= (2 \times 3 \times 862\,642 \text{ kg}) \times 0.81 \text{ m/s}^2 \times 1.80 = \dots\dots\dots \sim 7\,732.74 \text{ kN}$$

$$\alpha = (6.5+2 \times 13.23+5.6)/(6.5+3.33+5.23+3.33+5.6) = \dots\dots\dots 161 \%$$

$$F_{LONG,EFF} = 161 \% \times 7\,733 \text{ kN} / 39.74 \text{ m} = \dots\dots\dots 312.80 \text{ kN/m}$$

$$M_{LONG,EFF} = F_{LONG,EFF} \times h_{RIT} = 312.80 \text{ kN/m} \times 0.60 \text{ m} / 2 = \dots\dots\dots 93.84 \text{ kNm/m}$$

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

$$A_{s,long \text{ sup}} \dots\dots\dots 4\emptyset 26/\text{m}$$

$$A_{s,long \text{ inf}} \dots\dots\dots 4\emptyset 26/\text{m}$$

7.1.1 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 12d_Ritegno longitudinale SPALLA (03)

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

Titolo : **VIGENZONE - Paraghiaia Ritegno longitudinale**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.24	5
2	21.24	35

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="93.84"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
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="18.13"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

MSd 93.84 kNm/m

MRd 271 kNm/m

Verifica soddisfatta.

7.1.2 Verifica a taglio

B	1 000	mm		fck	35.0	N/mm ²
H	400	mm		γ_c	1.50	-
				fcd	19.83	N/mm ²
As,long	21.24	cm ²				
	4	Φ	26			
Copriferro	30.0	mm				
d	370.0	mm				
σ_{cp}	0.000	N/mm ²		NSd	0	N
k	1.735	-				
ρ	0.00531	-				
V_{min}	0.47	N/mm ²				
V_{Rd}	204.07	kN	Sezioni non armate a taglio			
Staffe						
	Φ	12	passo	20	cm	
n° bracci	2	-				
Asw	2.26	cm ²				
f _{yd}	391.3	N/mm ²				
α	90.0	°	ctg(α)	0.00		
θ	21.8	°	ctg(θ)	2.50		
V_{Rsd}	368.42	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"			
α_c	1.00	-				
fcd	9.92	N/mm ²				
V_{Rcd}	1 138.71	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"			
V_{Rd}	368.42	kN				

$V_{Sd,max} = 312.80$ kN

Verifica soddisfatta.

7.2 Ritegni trasversali

Il vincolo di ritegno sismico trasversale viene garantito da nuovi ritegni in c.a. predisposti tra i due impalcati esistenti e tra le travi nuove ed esistenti (v. Figura 7-1 e Figura 7-2).

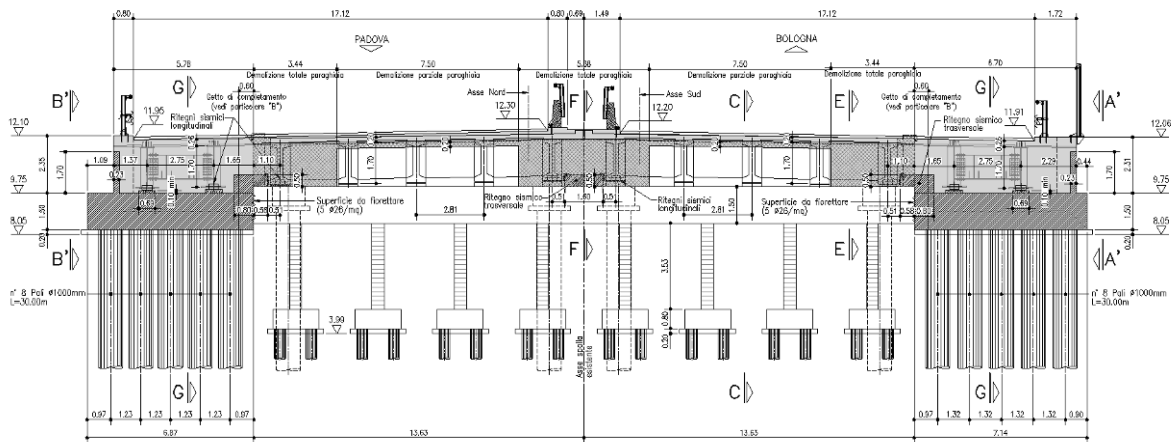


Figura 7-1 - Prospetto spalla con notazione ritegni trasversali (campate laterali)

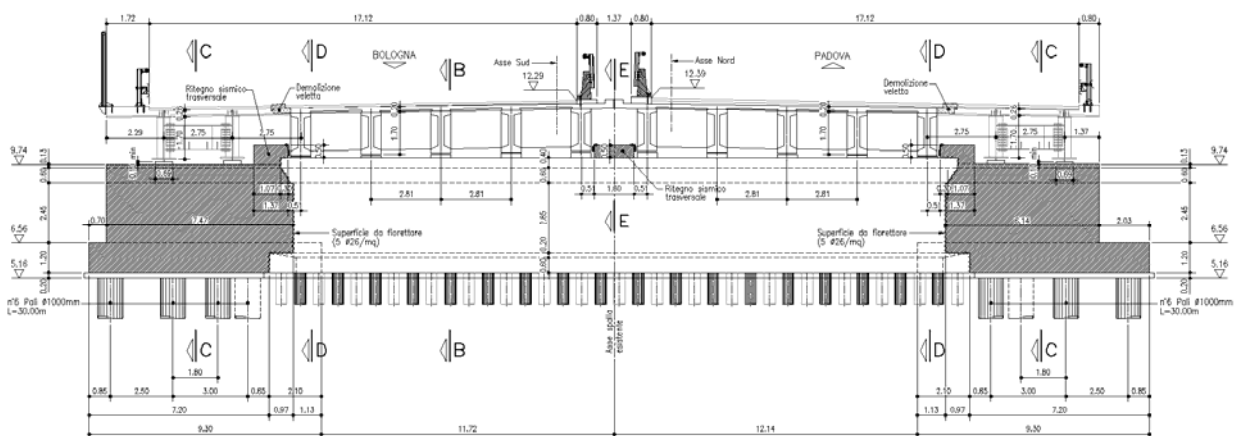


Figura 7-2 - Prospetto pila con notazione ritegni trasversali (campate centrali)

7.2.1 Sollecitazioni

In base a quanto indicato in § 3.1.1.5 e § 3.2.1.6, l'azione sismica totale sul ritegno è calcolata come segue.

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

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

$$F_{TRASV,tot} = 862\,642 \text{ kg} \times 0.81 \text{ m/s}^2 \times 1.80 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 1\,288.79 \text{ kN}$$

$$M_{TRASV} = 1\,288.79 \text{ kN} \times 0.60 \text{ m} / 2 = \dots\dots\dots 386.64 \text{ kNm}$$

Campata laterale (unica studiata poiché con ritegno di dimensioni minori)

Superficie di verifica (minore) 0.95 m x 1.37 m

As,long 2+2Ø26 = 2 x 10.26 cm²

As,trasv Ø10/10 (2 bracci)

7.2.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 12a_Ritegno trasversale spalla (04)

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

Titolo : PONTE CANALE VIGENZONE - Rit trasv spalla

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	95	137

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.93	5
2	15.93	132

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 386.64 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C35/45
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} 19.83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.8
	τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 812.2 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.522 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
 d 132 cm
 x 4.754 x/d 0.03601
 δ 0.7

MSd 386.64 kNm
 MRd 812.2 kNm
 Verifica soddisfatta.

7.2.3 Verifica a taglio

B	950 mm	fck	35.0 N/mm²	Staffe	
H	1 370 mm	γ_c	1.50 -	Φ	10 passo 10 cm
		fcd	19.83 N/mm²	n° bracci	2 -
As,long	15.93 cm²			Asw	1.57 cm²
	3 Φ 26			f _{yd}	391.3 N/mm²
Copriferro	50.0 mm			α	90.0 ° ctg(α) 0.00
d	1320.0 mm			θ	21.8 ° ctg(θ) 2.50
σ_{cp}	0.000 N/mm²	NSd	0 N	V_{Rsd}	1 825.52 kN Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
k	1.389 -			α_c	1.00 -
ρ	0.00122 -			fcd	9.92 N/mm²
V _{min}	0.34 N/mm²			V_{Rcd}	3 859.29 kN Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
V_{Rd}	425.18 kN	Sezioni non armate a taglio		V_{Rd}	1 825.52 kN

V_{Sd,max} = 1 288.79 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 spostamento controllando solo che non avvenga la perdita d'appoggio.

$$\delta_{\text{varchi}} = 4 \times 50 \text{ mm} = \dots\dots\dots 200 \text{ mm}$$

$$B \text{ appoggio singolo} \dots\dots\dots \sim 800 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

8.2 Escursioni termiche

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

$$\delta_{\text{term}} \text{ campata laterale/centrale (esistente)} = 10.50 \text{ mm} - (-7.22 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 19.76 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{term}} \text{ campata laterale/centrale (ampliamento)} = 11.23 \text{ mm} - (-8.53 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 19.76 \text{ mm}$$