

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

OP.N°154,159 AMPLIAMENTO PONTE RIOLO/SOTTOVIA BASSORENO PK.25+150

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SOTTOSTRUTTURE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

Ordinatore:

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO					RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore: 00
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	SCALA: -	
111306	00001	P	D00	0000	00000	000000	000000	0	STR	0140	--		



PROJECT MANAGER:

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

REDATTO:

-

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

Ing. Lucio Ferretti Torricelli

REVISIONE

n.	data
0	NOVEMBRE 2016
1	-
2	-
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Antonio Tosi

VISTO DEL CONCEDEnte



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

**Autostrada A13
Bologna - Padova**

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

Opere d'arte

Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno

Relazione di calcolo delle sottostrutture

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	4
1.2 FASI COSTRUTTIVE.....	5
1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
1.4 CONTESTUALIZZAZIONE	6
1.4.1 <i>Condizioni ambientali e classi di esposizione</i>	7
1.4.2 <i>Sismicità</i>	7
1.4.3 <i>Parametri geotecnici</i>	7
1.5 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	7
1.5.1 <i>Calcestruzzo</i>	7
1.5.2 <i>Acciaio per c.a.</i>	8
1.5.3 <i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	9
1.6 SOFTWARE DI CALCOLO	10
1.7 CONVENZIONI GENERALI.....	10
2. CRITERI DI CALCOLO	11
2.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	11
2.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO – COMPONENTE ORIZZONTALE	12
2.3 COMBINAZIONI DI CARICO.....	15
2.4 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	16
2.5 STATI LIMITE ULTIMI	17
2.6 STATI LIMITE DI ESERCIZIO	17
2.6.1 <i>Stati limite di fessurazione</i>	18
2.6.2 <i>Stati limite delle tensioni</i>	18
2.7 SISTEMA DI VINCOLAMENTO.....	19
3. AZIONI SUGLI APPOGGI	20
3.1 SPALLA A	20
3.1.1 <i>Dati relativi all'impalcato</i>	20
3.1.2 <i>Azioni trasmesse dall'impalcato</i>	21
3.2 AZIONI SUI DISPOSITIVI DI APPOGGIO	25
3.2.1 <i>Caratteristiche geometrico-inerziali degli apparecchi di appoggio</i>	25
3.3 AZIONI ELEMENTARI SUGLI APPOGGI	25
3.3.1 <i>Combinazioni di carico</i>	27
3.3.2 <i>Sollecitazioni sugli appoggi</i>	27
3.4 SPALLA B	30
3.4.1 <i>Dati relativi all'impalcato</i>	30
3.4.2 <i>Azioni trasmesse dall'impalcato</i>	30
3.5 AZIONI SUI DISPOSITIVI DI APPOGGIO	34
3.5.1 <i>Caratteristiche geometrico-inerziali degli apparecchi di appoggio</i>	34
3.6 AZIONI ELEMENTARI SUGLI APPOGGI	35
3.6.1 <i>Combinazioni di carico</i>	36
3.6.2 <i>Sollecitazioni sugli appoggi</i>	36
3.7 DIMENSIONAMENTO GIUNTI.....	39
4. CALCOLO SPALLA A.....	40
1.1.1 <i>Convenzione sui segni</i>	41
1.1.2 <i>Dati per analisi sismica</i>	42

1.1.3	<i>Elenco dati – SPALLA A</i>	44
1.1.4	<i>Azioni trasmesse dall'impalcato</i>	46
1.1.5	<i>Azioni relative alla SPALLA A</i>	49
1.1.6	<i>Fondazione</i>	52
1.1.7	<i>Azioni sui pali – metodo elastico</i>	62
1.1.8	<i>Azioni sui pali – metodo tridimensionale</i>	64
4.1	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	65
1.1.9	<i>Paraghiaia</i>	65
1.1.10	<i>Muri di risvolto</i>	69
4.2	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	74
1.1.11	<i>Paraghiaia</i>	75
1.1.12	<i>Risvolto</i>	81
1.1.13	<i>Pali di fondazione</i>	92
4.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	96
5.	CALCOLO SPALLA B	97
5.1	CALCOLO DELLA STRUTTURA	97
5.2	<i>Codice di calcolo</i>	98
5.3	<i>Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo</i>	99
5.4	<i>Geometria dello scavo</i>	100
5.5	<i>Elementi strutturali</i>	100
5.6	<i>Carichi permanenti</i>	101
5.7	<i>Carichi accidentali</i>	103
5.8	<i>Carichi in condizioni sismiche</i>	108
5.9	<i>Fasi di calcolo</i>	110
5.10	<i>Risultati del calcolo</i>	111
5.11	<i>Verifiche strutturali della paratia</i>	114
5.12	VERIFICHE GEOTECNICHE	122
6.	CALCOLO SPALLA C	123
6.1	CALCOLO DELLA STRUTTURA	125
1.1.14	<i>Convenzione sui segni</i>	125
1.1.15	<i>Dati per analisi sismica</i>	126
1.1.16	<i>Elenco dati – SPALLA C</i>	128
1.1.17	<i>Azioni trasmesse dall'impalcato</i>	131
1.1.18	<i>Azioni relative alla SPALLA C</i>	134
1.1.19	<i>Fondazione</i>	138
1.1.20	<i>Azioni sui pali – metodo elastico</i>	148
1.1.21	<i>Azioni sui pali – metodo tridimensionale</i>	150
6.2	SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	151
1.1.22	<i>Muri di risvolto</i>	151
6.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	156
1.1.23	<i>Risvolto</i>	157
1.1.24	<i>Pali di fondazione</i>	168
6.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	172
7.	OUTPUT DEL SOFTWARE PARATIE – SPALLA B	172
7.1	COMBINAZIONE 1	172
7.2	COMBINAZIONE 2	215

1. Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli di dimensionamento e verifica relativi alle sottostrutture (Spalla A, Spalla B e Spalla C) dell'opera di nuova realizzazione denominata "Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno" prevista nell'ambito dei lavori di ampliamento alla terza corsia sull'autostrada A13 Bologna – Padova, alle progressive km 25+150 e km 25+180.

1.1 Descrizione generale dell'opera

L'opera nel complesso è costituita da due porzioni costituite da sistemi costruttivi differenti.

In particolare, la porzione denominata "Ponte Riolo" è costituita da un impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo con schema statico in semplice appoggio. L'impalcato appoggia sulle spalle A e B dell'opera. La spalla B costituisce il sostegno anche per la porzione di opera denominata "Sottovia Basso Reno", realizzata con un impalcato a travi in cemento armato precompresso, solidarizzate da una soletta in cemento armato gettata in opera. L'impalcato risulta inoltre solidarizzato anche alle spalle B e C, attraverso la realizzazione di un getto in opera di continuità con le spalle.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo.

L'impalcato presenta una obliquità di circa 11° rispetto alla direzione ortogonale al senso di marcia.

La sezione trasversale dell'opera è costituita da due carreggiate separate, una per senso di marcia, caratterizzate dalle seguente geometria trasversale:

carreggiata Sud - Direzione Bologna: una sede carrabile di 16.15m, e da due cordoli esterni di larghezza pari a 0.70m ciascuno.

Carreggiata Nord - Direzione Ferrara: una sede carrabile di 14.95m, e da due cordoli esterni di larghezza pari a 0.70m ciascuno.

L'opera ha lunghezza complessiva 56.70m, ed è costituito da una campata in semplice appoggio di lunghezza pari a 43.00m, fra la Spalla A e la Spalla B, e da una seconda campata a portale di lunghezza pari a 13.70m, fra la Spalla B e la Spalla C.

Ciascun impalcato della campata fra la Spalla A e la Spalla B è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 4 travi a "doppio T" in acciaio, di altezza pari a 2.00m e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore pari a 0.30m. Le travi sono collegate a due a due da traversi reticolari posti ad interasse di 2.15m; i diaframmi di spalla sono invece a parete piena. La struttura metallica, di lunghezza complessiva pari a 44.00m, verrà realizzata tramite n.4 conci trasportabili di lunghezza rispettivamente pari a 10.00m, 11.50m, 12.50m e 10.00m.

L'impalcato della campata fra la Spalla B e la Spalla C, necessaria per lo scavalco della SP 12, è della tipologia a travi in cemento armato precompresso, costituita da n. 57 travi prefabbricate in c.a.p. di altezza pari a 0.30m e larghezza di 0.60m solidarizzate da una soletta in c.a. gettata in opera, di spessore pari a 0.20m. Le travi risultano, in prima fase, in schema statico di semplice appoggio fra le due spalle; in seconda e ultima fase le travi saranno solidarizzate tra loro e alle spalle attraverso il getto della soletta, previa la posa in opera di idonee armature in grado di trasmettere il momento negativo indotto dai pesi permanenti portati e dai carichi accidentali alle spalle stesse. In questa maniera, l'impalcato, in fase definitiva, risulta incastrato alle spalle. La sezione trasversale in questa porzione di struttura vede le due carreggiate appartenere ad uno unico impalcato, con le seguenti dimensioni:

carreggiata Sud - Direzione Bologna: una sede carrabile di 16.15m, e cordolo esterno di larghezza pari a 0.70m

Carreggiata Nord - Direzione Ferrara: una sede carrabile di 14.95m, e cordolo esterno di larghezza pari a 0.70m
Cordolo centrale di larghezza pari a 2.60m

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia, nella porzione fra la spalla A e la spalla B, è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Si prevede l'inserimento di guide longitudinali accoppiate ai dispositivi presenti sulla Spalla B, in modo da creare un allineamento mobile in direzione longitudinale e fisso in direzione trasversale. L'allineamento sulla spalla A, invece, risulta fisso sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.

Le spalle dell'opera sono in conglomerato cementizio armato, e presentano una platea con fondazione su pali di grande diametro ($\Phi 1200$), in numero di 24 per la spalla A e 20 per la spalla C. La spalla B invece è fondata su una paratia di 20 pali di grande diametro ($\Phi 1200$), posti su una unica fila.

1.2 Fasi costruttive

A causa della necessità di lasciare aperto il traffico sulla sede autostradale, si prevede di costruire l'opera per fasi. Per questo motivo, l'impalcato in carreggiata Sud risulta, a parità di numero di travi, leggermente più largo rispetto a quello della carreggiata Nord. Inoltre, nelle fasi iniziali dei lavori, la carreggiata Sud verrà aperta al traffico in configurazione diversa rispetto a quella finale, ovvero con una sezione trasversale di larghezza ridotta.

Le principali fasi costruttive dell'opera sono elencate di seguito:

1. Deviazione del traffico in Carreggiata Sud - direzione Bologna su corsie a larghezza; demolizione delle strutture in elevazione della prima fascia in carreggiata Sud esistente, realizzazione di berlinesi provvisori e demolizione del muro in gabbioni sulla spalla lato Padova carreggiata Sud
2. Realizzazione della prima fascia di opere di progetto in carreggiata Sud; demolizione di parte di berlinese e realizzazione dei rilevati
3. Deviazione del traffico in Carreggiata Sud - direzione Bologna sulla nuova opera di progetto con corsie a larghezza ridotta; realizzazione di berlinesi in asse autostrada; completamento della demolizione delle strutture in elevazione della carreggiata Sud esistente
4. Abbassamento delle berlinesi realizzate in fase 1 e completamento della carreggiata Sud di progetto
5. Deviazione del traffico in carreggiata Nord - direzione Ferrara su carreggiata Sud di nuova realizzazione; demolizione delle opere esistenti in elevazione in carreggiata Nord; demolizione parziale berlinesi realizzate in fase 3; demolizione muro in gabbioni lato padova carreggiata Nord
6. Abbassamento delle berlinesi e realizzazione delle spalle e dei muri andatori dell'opera di progetto in carreggiata Nord

Per un maggior dettaglio si rimanda all'elaborato specifico "Fasi di costruzione".

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

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

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

1.4.2 Sismicità

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

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV → Cu = 2.0
Vita di riferimento	100 anni
ag	0.206 g = 2.02 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.

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

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

PALI

Classe..... C25/30

Classe di esposizioneXC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe..... C12/15

Classe di esposizioneX0

FONDAZIONI SPALLE E MURI

Classe..... C28/35
Classe di esposizione XC2

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

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

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

fyk > 450 MPa

ftk > 540 MPa

1.5.3 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 al seguente programma:

"**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.

"**PRO_VLIM**" – ver. 12.0.2 del 8/01/2014 prodotto da "2S.I Software e servizi per l'ingegneria – Via Garibaldi, 90 – 44121 Ferrara".

Il calcolo delle palificate di fondazione viene utilizzato il programma "**GROUP**" ver. 7.0.24 (prodotto da Ensoft Inc., Austin, Texas).

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.....	N/mm ²

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.

2. CRITERI DI CALCOLO

2.1 Definizione dell'azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica, occorre fissare il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale dunque:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata, in funzione delle coordinate dell'opera (latitudine 41.29019°, longitudine 14.09121°):

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLO	60	0.061	2.482	0.274
SLD	101	0.079	2.545	0.268
SLV	949	0.206	2.537	0.279
SLC	1950	0.271	2.462	0.290

Data l'ubicazione dell'opera, si assume la categoria topografica T1, e la categoria di sottosuolo C.

Si ottiene quindi:

$$S_s = 1.614$$

$$S_t = 1$$

$$S = S_s \times S_t = 1.614$$

La risposta all'azione sismica viene calcolata attraverso un'analisi statica equivalente, separatamente per ciascuna delle componenti orizzontali, longitudinale e trasversale.

Per gli stati limite ultimi, ovvero di salvaguardia della vita e di collasso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico, dove si sostituisce ad η il valore $1/q$, in cui q è il fattore di struttura. Nel caso in esame di ponte isolato, si assume un fattore di struttura pari a 1.0, come ricavato dalla Tabella 7.9.I del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni). Si assume inoltre che i dispositivi previsti garantiscano uno smorzamento $\xi = 15\%$, per cui si ottiene:

$$\eta=0.707$$

2.2 Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per **SLV** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_g	0.206g
F_0	2.537
T_C^*	0.279s
S_S	1.614
C_C	2.366
S_T	1.000

Parametri dipendenti

S	1.614
η	0.707
T_B	0.220s
T_C	0.660s
T_D	2.426s

Punti dello spettro di risposta

T(s)	Se(g)
0.000	0.333
0.220	0.598
0.660	0.598
0.745	0.530
0.829	0.477
0.913	0.433
0.997	0.396
1.081	0.365
1.165	0.339
1.249	0.316
1.333	0.296
1.417	0.279
1.501	0.263
1.585	0.249
1.669	0.237
1.753	0.225
1.837	0.215
1.922	0.206
2.006	0.197
2.090	0.189
2.174	0.182
2.258	0.175
2.342	0.169
2.426	0.163
2.501	0.153
2.576	0.144
2.651	0.136
2.726	0.129
2.801	0.122
2.876	0.116
2.951	0.110
3.026	0.105
3.101	0.100
3.176	0.095
3.250	0.091
3.325	0.087
3.400	0.083
3.475	0.079
3.550	0.076
3.625	0.073
3.700	0.070
3.775	0.067
3.850	0.065
3.925	0.062
4.000	0.060

Per **SLC** si ottiene:

Parametri indipendenti

a_g	0.271g
F_0	2.462
T_c^*	0.290s
S_s	1.398
C_c	2.320
S_r	1.000

Parametri dipendenti

S	1.398
η	0.707
T_B	0.225s
T_C	0.674s
T_D	2.685s

Punti dello spettro di risposta

T(s)	Se(g)
0.000	0.379
0.225	0.660
0.674	0.660
0.769	0.578
0.865	0.514
0.961	0.463
1.057	0.421
1.153	0.386
1.248	0.356
1.344	0.331
1.440	0.309
1.536	0.290
1.631	0.273
1.727	0.258
1.823	0.244
1.919	0.232
2.015	0.221
2.110	0.211
2.206	0.202
2.302	0.193
2.398	0.186
2.494	0.178
2.589	0.172
2.685	0.166
2.748	0.158
2.810	0.151
2.873	0.145
2.936	0.139
2.998	0.133
3.061	0.127
3.123	0.122
3.186	0.118
3.249	0.113
3.311	0.109

3.374	0.105
3.436	0.101
3.499	0.098
3.562	0.094
3.624	0.091
3.687	0.088
3.750	0.085
3.812	0.082
3.875	0.080
3.937	0.077
4.000	0.075

2.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008 e di seguito riportate:

– **Combinazione fondamentale** (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{ei} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione frequente** (SLE), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella dei coefficienti parziali per i ponti.

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

Vengono di seguito riportate le combinazioni di calcolo adottate

2.4 Valutazione delle spinte del terreno

Il calcolo delle spinte del terreno verrà svolto considerando uno schema di "spinta a riposo" in esercizio e uno schema di "spinta attiva" in condizione sismica. In condizioni sismiche, si applica l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Mononobe-Okabe.

2.5 Stati limite ultimi

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M1+R2) → GEO

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

2.6 Stati limite di esercizio

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, nell'arco temporale coperto dalla vita utile della struttura, la normativa di riferimento prescrive di eseguire le verifiche strutturali allo stato limite di esercizio, che si concretizzano in verifiche allo stato limite di fessurazione ed allo stato limite delle tensioni.

2.6.1 Stati limite di fessurazione

Per le verifiche in oggetto si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di azioni:

- Quasi permanenti;
- Frequenti.

I limiti di apertura delle fessure sono stabiliti dalla norma e sono funzione delle condizioni ambientali (classe di esposizione) e della combinazione delle azioni considerata. Per ogni elemento strutturale, nel capitolo "Prescrizioni Materiali" sono state definite le rispettive classi di esposizione e ad esso si rimanda per ogni chiarimento.

Di seguito si riporta la tabella 4.1.III contenuta nel DM14.01.2008 relativa alle condizioni ambientali e delle corrispondenti classi di esposizione da prescrivere in progetto.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Dove per i valori limite di aperture delle fessure valgono i seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2\text{mm}$$

$$w_2 = 0.3\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

Le armature che si impiegano nei getti di c.c.a. sono armature in acciaio ordinario e pertanto risultano

2.6.2 Stati limite delle tensioni

Secondo quanto prescritto dal DM14.01.2008, nelle combinazioni di azioni rara e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio e si verifica che tali tensioni siano inferiori ai valori massimi di seguito riportati.

Verifica lato calcestruzzo

$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$	per combinazione rara
$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$	per combinazione quasi permanente

Verifica lato acciaio

$$\sigma_c < 0.80 \cdot f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione rara}$$

2.7 Sistema di vincolamento

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidezza orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre i dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa che è determinata dalla mescola elastomerica da cui sono costituiti e che è utile a minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento, vengono in primo luogo definite dal valore di portata verticale che i dispositivi stessi devono essere in grado di garantire e quindi in base alle lunghezze di pertinenza dei carichi per le spalle e per le spalle. Ne conseguono valori di rigidezza traslazionale k_h proporzionali alle lunghezze di pertinenza secondo l'espressione $k_h = G \cdot A / t_e$ dove t_e indica lo spessore totale della gomma costituente il dispositivo.

Come mostrato dall'espressione precedente un fattore che influenza il valore della rigidezza traslazionale dei dispositivi è quello del modulo di elasticità tangenziale G . Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento di cui sono costituiti i dispositivi di isolamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo G al variare della deformazione. In particolare il valore di G al disotto del 50% della deformazione massima di un dispositivo risulta circa 2 volte superiore al valore assunto da G per deformazioni più elevate. Di conseguenza il valore della rigidezza traslazionale dei dispositivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica.

Di seguito si anticipano i valori delle rigidezze traslazionali dei dispositivi previsti, in condizioni di esercizio e sismiche: tali valori verranno infatti utilizzate in condizioni sismiche in un'analisi dinamica lineare al fine della valutazione delle azioni sismiche e nella ripartizione delle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai diversi elementi di sostegno.

Kh dispositivi spalle

Condizioni di esercizio	9.23 kN/mm
Condizioni sismiche	3.69 kN/mm

Il sistema di vincolamento di progetto prevede l'inserimento di guide longitudinali accoppiate ai dispositivi presenti sulla Spalla B, in modo da creare un allineamento mobile in direzione longitudinale e fisso in direzione trasversale. L'allineamento sulla spalla A, invece, risulta fisso sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.

3. AZIONI SUGLI APPOGGI

A causa della necessità di costruire l'opera per fasi, l'impalcato in carreggiata Sud risulta, a parità di numero di travi, leggermente più largo rispetto a quello della carreggiata Nord. Inoltre, nelle fasi iniziali dei lavori, la carreggiata Sud verrà aperta al traffico in configurazione diversa rispetto a quella finale, ovvero con una sezione trasversale di larghezza ridotta e con solo due travi posate.

Le analisi dei carichi in condizioni statiche riportate di seguito si riferiscono dunque alla configurazione più gravosa per la definizione dei carichi principali, ovvero la configurazione provvisoria con sole due travi. Il dimensionamento degli elementi in questa condizione si può ritenere valido con leggero margine di sicurezza anche per la configurazione definitiva sia della carreggiata Sud sia della carreggiata Nord.

L'analisi in condizioni sismiche, invece, verrà condotta con riferimento alla carreggiata Sud in configurazione definitiva.

I calcoli di seguito riportati si riferiscono alla porzione di struttura compresa fra la Spalla A e la Spalla B.

3.1 Spalla A

3.1.1 Dati relativi all'impalcato

3.1.1.1 Dati generali dell'impalcato

Di seguito si elencano i dati relativi all'impalcato utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali trasmesse alla spalla.

Larghezza carreggiata	6,90 m
Larghezza pavimentazione	6,90 m
Larghezza cordolo 1	0,70 m
Larghezza cordolo 2	0,50 m
Spessore medio soletta	0,30 m
Spessore massimo soletta	0,30 m
Spessore pavimentazione	0,10 m
Pendenza trasversale	0,15 m
Spessore medio cordoli	0,15 m
Altezza travi	2,00 m
Peso travi in acciaio	3,00 kN/m ²
Altezza baggioli	0,25 m
Altezza appoggi	0,25 m
Peso pavimentazione	3,00 kN/m ²
Peso della singola barriera	1,50 kN/m
Lunghezza di afferenza alla spalla	22,00 m
Lunghezza totale impalcato	44,00 m
Numero dei dispositivi di appoggio	2,00
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi sulla spalla	5,36 kN/m
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi dell'impalcato	5,36 kN/m

3.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

3.1.2.1 Pesì permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

Peso travi	24,30 kN/m
Peso soletta	60,75 kN/m
Peso pavimentazione	20,70 kN/m
Peso dei cordoli	4,50 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3,45 kN/m

Peso permanente lineare assunto	114,00 kN/m
---------------------------------	-------------

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla spalla è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	5016,00 kN
Peso afferente alla spalla	2508,00 kN
Eccentricità asse impalcato/asse spalla	0,30 m

3.1.2.2 Carichi accidentali

Le reazioni vincolari sulla spalla vengono valutate attraverso un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam. E' applicato lo schema di carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti.

Le reazioni vincolari della trave continua in corrispondenza della spalla vengono valutate disponendo gli assi dei carichi concentrati in corrispondenza della spalla in modo da massimizzare la reazione verticale sulla spalla stessa.

Si riporta il riepilogo dell'analisi dei carichi accidentali effettuata.

Categoria ponte	1
Larghezza della carreggiata w	6,90 m
Lunghezza corsia convenzionale	3,00 m
Numero di corsie convenzionali	2,00
Larghezza della zona rimanente w_r	0,90 m

Corsia numero 1

Q_{1k}	300,00 kN
q_{1k}	9,00 kN/m ²

Corsia numero 2	
Q_{2k}	200,00 kN
q_{2k}	2,50 kN/m ²
Corsia numero 3	
Q_{3k}	100,00 kN
q_{3k}	2,50 kN/m ²
Altre corsie e zona rimanente	2,50 kN/m ²
Folla	2,50 kN/m ²

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 1, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per la spalla.

No si considera il carico della folla poiché sull'impalcato non sono presenti i marciapiedi.

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico e la reazione totale dei carichi accidentali da traffico con la relativa eccentricità trasversale, calcolata rispetto all'asse dell'impalcato sono le seguenti:

Reazione 1° colonna di carico	1194,00 kN
Reazione 2° colonna di carico	565,00 kN
R_{acc}	1759,00 kN
Eccentricità trasversale di R_{acc}	1,29 m

Le reazioni distinte fra carichi concentrati R_Q e carichi uniformemente distribuiti R_q , con le rispettive eccentricità, sono riassunte di seguito:

R_Q	1000,00 kN
R_q	759,00 kN
Eccentricità trasversale con cui è applicato R_Q	1,05 m
Eccentricità trasversale con cui è applicato R_q	1,60 m

3.1.2.3 Azioni orizzontali trasversali

AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto nelle direzioni più sfavorevoli per le pile.

La pressione cinetica del vento è calcolata secondo quanto stabilito dalla normativa. Il calcolo è riportato di seguito:

Zona vento = 1

$v_{b,0} = 25\text{m/s}$; $A_0 = 1000\text{m}$; $K_a = 0.010\ 1/\text{s}$

Classe di rugosità del terreno: D

Categoria esposizione : tipo II

$K_r = 0.19\text{m/s}$; $z_0 = 0.05\text{m}$; $z_{\min} = 4\text{m}$

Velocità di riferimento = 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0,40 kN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1,20

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione topografico (C_t) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,35

Pressione del vento ($p = q_b * C_b * C_p * C_d$) = 2,50 kN/mq

Per la determinazione delle azioni del vento si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico.

Superficie esposta al vento a ponte scarico	72,60 m ²
Azione del vento a ponte scarico	181,50 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	1,90 m
Superficie esposta al vento a ponte carico	122,10 m ²
Azione del vento a ponte carico	305,25 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	3,03 m

3.1.2.4 Azioni orizzontali longitudinali

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e, per i ponti di prima categoria, è data dalla seguente espressione:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 * (2 * Q_{1k}) + 0.10 * q_{1k} * w_1 * L \leq 900\text{kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia ed L la lunghezza della zona caricata.

L'azione di frenamento totale massima per l'impalcato in oggetto risulta:

Azione di frenamento totale q_3	478,80 kN
-----------------------------------	-----------

Data la tipologia di vincolo si considera che alla spalla venga trasmessa parte della suddetta azione secondo il rapporto tra la rigidità orizzontale dei dispositivi della spalla e la somma delle rigidità orizzontali di tutti i dispositivi posti sulla spalla e sulle spalle.

La risultante di detta azione trasmessa alla singola spalla risulta:

Azione di frenamento sulla spalla	478,80 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	0,25 m

3.1.2.5 Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Di seguito si riportano i parametri sismici relativi alla zona di appartenenza dell'opera e alla categoria del suolo di fondazione e si calcolano la forza totale applicata al sistema di isolamento, il corrispondente spostamento e l'azione trasmessa alla spalla, separatamente per le due direzioni longitudinale e trasversale. L'analisi in condizioni sismiche, invece, verrà condotta con riferimento alla carreggiata Sud in configurazione definitiva.

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, riferiti alla carreggiata sud completa.

Peso travi	53,70 kN/m
Peso soletta	134,25 kN/m
Peso pavimentazione	48,45 kN/m
Peso dei cordoli	6,56 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3,45 kN/m
	246,00 kN/m
Peso permanente lineare assunto	246,00 kN/m

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla pila è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato assunto	11'000,00 kN
------------------------------------	--------------

DIREZIONE LONGITUDINALE

Rigidezza traslazionale sistema isolato	14760,00 kN/m
Periodo del sistema isolato	1.732 sec
Ordinata dello spettro elastico SLV	0.22 g
Ordinata dello spettro elastico SLC	0.255 g

Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLV	2420.00 kN
Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLC	2800.00 kN

Spostamento del centro di rigidezza SLC	0,19 m
Forza trasmessa alla spalla SLV	2420.00 kN
Forza trasmessa alla spalla SLC	2800.00 kN

DIREZIONE TRASVERSALE

Rigidezza traslazionale sistema isolato	29520,00 kN/m
Periodo del sistema isolato	1.225 sec
Ordinata dello spettro elastico SLV	0.32 g
Ordinata dello spettro elastico SLC	0.36 g

Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLV	3520.00 kN
Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLC	3960.00 kN
Spostamento del centro di rigidità SLC	0,12 m
Forza trasmessa alla spalla SLV	17600.00 kN
Forza trasmessa alla spalla SLC	19800.00 kN

3.2 Azioni sui dispositivi di appoggio

3.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali degli apparecchi di appoggio

Si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche degli apparecchi di appoggio della spalla.

Per analisi statica

Numero di appoggi sulla spalla n_{ap}	2,00
Numero di appoggi che reagiscono longitudinalmente n_{apl}	2,00
Numero di appoggi che reagiscono trasversalmente n_{apt}	2,00
Interasse appoggi	4,50 m
Momento d'inerzia	10,13 m ²
Modulo di resistenza appoggio più sollecitato	4,50 m

Per analisi sismica

Numero di appoggi sulla pila n_{ap}	4,00
Numero di appoggi che reagiscono longitudinalmente n_{apl}	4,00
Numero di appoggi che reagiscono trasversalmente n_{apt}	4,00
Interasse appoggi	4,50 m
Momento d'inerzia	101,25 m ²
Modulo di resistenza appoggio più sollecitato	15,00 m

3.3 Azioni elementari sugli appoggi

Nella tabella vengono riassunte le azioni presenti sul sistema di vincolamento.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	TI(kN)	Tt(kN)
Peso permanente	g	2508,00			
Accidentali Q_k (assi concentrati)	Q_k	1000,00	1050,00		
Accidentali q_k (carichi distribuiti)	q_k	759,00	1214,40		
Frenatura	q_3			478,80	
Azione centrifuga	q_4		0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q_5		999,69		305,25
Vento su impalcato scarico	q_5		390,23		181,50
Azione di attrito	q_7			0,00	
Azione elastica	q_7			0,00	
Azioni sismiche longitudinali SLV	s_l			2420,00	
Azioni sismiche trasversali SLV	s_t		3960,00		1760,00
Azioni sismiche longitudinali SLC	s_l			2800,00	
Azioni sismiche trasversali SLC	s_t		4455,00		1980,00

3.3.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base. Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni di carico prese in considerazione per l'analisi dei dispositivi di appoggio:

		g1,g2	Q1 (traffico tandem)	q1 (traffico distribuiti)	q 3 (fren)	q4 (centr)	q5 (vento scar)	q5 (vento car)	q6 (sisma L)	q6 (sisma T)	q7 (parass)	q9 (urto L)	q9 (urto T)
STR SLU_A1	U1a	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U1b	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U1c	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U1d	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U2a	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U2b	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U3a	1.00	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U3b	1.35	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U4a	1.00	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U4b	1.35	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U5a	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
U5b	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	
SLE	A1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A1b	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A2	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A3	1.00	0.75	0.40	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A4	1.00	0.75	0.40	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A5	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	F1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00
	F2	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00
	F3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
QP	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	
SISMA SLV	S1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00
	S2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	1.00	0.00	0.00
SISMA SLC	S1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00
	S2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	1.00	0.00	0.00

3.3.2 Sollecitazioni sugli appoggi

Nelle tabelle successive vengono specificati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle seguenti componenti di sollecitazione:

AZIONI RELATIVE AL SISTEMA DI VINCOLAMENTO

N = carico verticale

M_t = momento trasversale

T_l = taglio longitudinale

T_t = taglio trasversale

AZIONI RELATIVE AL SINGOLO DISPOSITIVO DI APPOGGIO

$V_{max} = N/n + M_t/W_t$; carico verticale massimo

$V_{min} = N/n - M_t/W_t$; carico verticale minimo

$H_l = T_l/n_{apl}$; taglio longitudinale massimo

$H_t = T_t/n_{apt}$; taglio longitudinale minimo

COMB DI CARICO	N(kN)	Mt(kNm)	TI(kNm)	Tt(kN)	Vmax(kN)	Vmin(kN)	HI(kN)	Ht(kN)	Hris(kN)
U1a	2508,00	585,34	0,00	272,25	1384,08	1123,93	0,00	136,13	136,13
U1b	3385,80	585,34	0,00	272,25	1822,98	1562,83	0,00	136,13	136,13
U1c	3930,36	3218,44	0,00	457,88	2680,39	1249,97	0,00	228,94	228,94
U1d	4808,16	3218,44	0,00	457,88	3119,29	1688,87	0,00	228,94	228,94
U2a	4882,65	3956,66	0,00	274,73	3320,58	1562,07	0,00	137,36	137,36
U2b	5760,45	3956,66	0,00	274,73	3759,48	2000,97	0,00	137,36	137,36
U3a	3930,36	2618,63	646,38	274,73	2547,10	1383,26	323,19	137,36	351,17
U3b	4808,16	2618,63	646,38	274,73	2986,00	1822,16	323,19	137,36	351,17
U4a	3930,36	2618,63	0,00	274,73	2547,10	1383,26	0,00	137,36	137,36
U4b	4808,16	2618,63	0,00	274,73	2986,00	1822,16	0,00	137,36	137,36
U5a	3930,36	2618,63	0,00	274,73	2547,10	1383,26	0,00	137,36	137,36
U5b	4808,16	2618,63	0,00	274,73	2986,00	1822,16	0,00	137,36	137,36
A1	2508,00	390,23	0,00	181,50	1340,72	1167,28	0,00	90,75	90,75
A1b	3561,60	2272,95	0,00	305,25	2285,90	1275,70	0,00	152,63	152,63
A2	4267,00	2864,22	0,00	183,15	2769,99	1497,01	0,00	91,58	91,58
A3	3561,60	1873,08	478,80	183,15	2197,04	1364,56	239,40	91,58	256,32
A4	3561,60	1873,08	0,00	183,15	2197,04	1364,56	0,00	91,58	91,58
A5	3561,60	1873,08	0,00	183,15	2197,04	1364,56	0,00	91,58	91,58
Fr1	2508,00	78,05	0,00	36,30	1271,34	1236,66	0,00	18,15	18,15
Fr2	3561,60	1273,26	0,00	0,00	2063,75	1497,85	0,00	0,00	0,00
Fr3	2508,00	0,00	0,00	0,00	1254,00	1254,00	0,00	0,00	0,00
Q.P.	2508,00	0,00	0,00	0,00	1254,00	1254,00	0,00	0,00	0,00
S1-slv	5902,80	3030,90	2420,00	528,00	1677,76	1273,64	605,00	132,00	619,23
S2-slv	5902,80	5802,90	726,00	1760,00	1862,56	1088,84	181,50	440,00	475,96
S3-slc	5902,80	3179,40	2800,00	594,00	1687,66	1263,74	700,00	148,50	715,58
S4-sc	5902,80	6297,90	840,00	1980,00	1895,56	1055,84	210,00	495,00	537,70

Di seguito si riporta il riepilogo delle azioni significative sul singolo appoggio.

COMBINAZIONE CARATTERISTICA RARA

$V_{\max,Rara}$	2769,99 kN
$V_{\min,Rara}$	1497,01 kN
$Hl_{\max,Rara}$	239,40 kN
$Ht_{\max,RARA}$	152,63 kN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$V_{\max,QP}$	1254,00 kN
$V_{\min,QP}$	1254,00 kN
$Hl_{\max,QP}$	0,00 kN
$Ht_{\max,QP}$	0,00 kN

COMBINAZIONE FONDAMENTALE-A1

$V_{\max,A1}$	3759,48 kN
$V_{\min,A1}$	2000,97 kN
$Hl_{\max,A1}$	323,19 kN
$Ht_{\max,A1}$	228,94 kN

COMBINAZIONE SISMICA SLV

$V_{\max,s}$	1862,56 kN
$V_{\min,s}$	1273,64 kN
$Hl_{\max,s}$	605,00 kN
$Ht_{\max,s}$	440,00 kN

3.4 Spalla B

3.4.1 Dati relativi all'impalcato

3.4.1.1 Dati generali dell'impalcato

Di seguito si elencano i dati relativi all'impalcato utilizzati per il calcolo delle azioni verticali e orizzontali trasmesse alla spalla.

Larghezza carreggiata	6,90 m
Larghezza pavimentazione	6,90 m
Larghezza cordolo 1	0,70 m
Larghezza cordolo 2	0,50 m
Spessore medio soletta	0,30 m
Spessore massimo soletta	0,30 m
Spessore pavimentazione	0,10 m
Pendenza trasversale	0,15 m
Spessore medio cordoli	0,15 m
Altezza travi	2,00 m
Peso travi in acciaio	3,00 kN/m ²
Altezza baggioli	0,25 m
Altezza appoggi	0,25 m
Peso pavimentazione	3,00 kN/m ²
Peso della singola barriera	1,50 kN/m
Lunghezza di afferenza alla spalla	22,00 m
Lunghezza totale impalcato	44,00 m
Numero dei dispositivi di appoggio	2,00
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi sulla spalla	5,36 kN/m
Somma delle rigidezze di tutti i dispositivi dell'impalcato	5,36 kN/m
Coefficiente di attrito	6,00 %

3.4.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

3.4.2.1 Pes permanenti

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, calcolati in base ai dati definiti in precedenza.

Peso travi	24,30 kN/m
Peso soletta	60,75 kN/m
Peso pavimentazione	20,70 kN/m
Peso dei cordoli	4,50 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3,45 kN/m

Peso permanente lineare assunto	114,00 kN/m
---------------------------------	-------------

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla spalla è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato	5016,00 kN
Peso afferente alla spalla	2508,00 kN
Eccentricità asse impalcato/asse spalla	0,300 m

3.4.2.2 Carichi accidentali

Le reazioni vincolari sulla spalla vengono valutate attraverso un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam. E' applicato lo schema di carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti.

Le reazioni vincolari della trave continua in corrispondenza della spalla vengono valutate disponendo gli assi dei carichi concentrati in corrispondenza della spalla in modo da massimizzare la reazione verticale sulla spalla stessa.

Si riporta il riepilogo dell'analisi dei carichi accidentali effettuata.

Categoria ponte	1
Larghezza della carreggiata w	6,90 m
Lunghezza corsia convenzionale	3,00 m
Numero di corsie convenzionali	2,00
Larghezza della zona rimanente w_r	0,90 m
Corsia numero 1	
Q_{1k}	300,00 kN
q_{1k}	9,00 kN/m ²
Corsia numero 2	
Q_{2k}	200,00 kN
q_{2k}	2,50 kN/m ²
Corsia numero 3	
Q_{3k}	100,00 kN
q_{3k}	2,50 kN/m ²
Altre corsie e zona rimanente	2,50 kN/m ²
Folla	2,50 kN/m ²

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 1, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per la spalla.

No si considera il carico della folla poichè sull'impalcato non sono presenti i marciapiedi.

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico e la reazione totale dei carichi accidentali da traffico con la relativa eccentricità trasversale, calcolata rispetto all'asse dell'impalcato sono le seguenti:

Reazione 1° colonna di carico	1194,00 kN
Reazione 2° colonna di carico	565,00 kN
<hr/>	
R_{acc}	1759,00 kN
Eccentricità trasversale di R_{acc}	1,29 m

Le reazioni distinte fra carichi concentrati R_Q e carichi uniformemente distribuiti R_q , con le rispettive eccentricità, sono riassunte di seguito:

R_Q	1000,00 kN
R_q	759,00 kN
Eccentricità trasversale con cui è applicato R_Q	1,05 m
Eccentricità trasversale con cui è applicato R_q	1,60 m

3.4.2.3 Azioni orizzontali trasversali

AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto nelle direzioni più sfavorevoli per le pile.

La pressione cinetica del vento è calcolata secondo quanto stabilito dalla normativa. Il calcolo è riportato di seguito:

Zona vento = 1

$v_{b,0} = 25\text{m/s}$; $A_0 = 1000\text{m}$; $K_a = 0.010\ 1/\text{s}$

Classe di rugosità del terreno: D

Categoria esposizione : tipo II

$K_r = 0.19\text{m/s}$; $z_0 = 0.05\text{m}$; $z_{\min} = 4\text{m}$

Velocità di riferimento = 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0,40 kN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 1,20

Coefficiente dinamico (C_d) = 1.00

Coefficiente di esposizione topografico (C_t) = 1.00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,35

Pressione del vento ($p = q_b * C_b * C_p * C_d$) = 2,50 kN/mq

Per la determinazione delle azioni del vento si considerano le due distinte situazioni di ponte carico e ponte scarico.

Superficie esposta al vento a ponte scarico	72,60 m ²
Azione del vento a ponte scarico	181,50 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	1,90 m

Superficie esposta al vento a ponte carico	122,10 m ²
Azione del vento a ponte carico	305,25 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	3,03 m

Essendo il ponte in curva si considera la seguente forza centrifuga:

Azione centrifuga	0,00 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	3,80 m

3.4.2.4 Azioni orizzontali longitudinali

Data la tipologia di vincolo scorrevole si considera che alla spalla venga trasmessa l'azione dovuta all'attrito proporzionale alla reazione dei pesi permanenti.

Azione dell'attrito (trasmessa in presenza di appoggi scorrevoli)	150,48 kN
Applicata a quota rispetto base appoggi	0,00 m

3.4.2.5 Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato

Di seguito si riportano i parametri sismici relativi alla zona di appartenenza dell'opera e alla categoria del suolo di fondazione e si calcolano la forza totale applicata al sistema di isolamento, il corrispondente spostamento e l'azione trasmessa alla spalla, separatamente per le due direzioni longitudinale e trasversale. L'analisi in condizioni sismiche, invece, verrà condotta con riferimento alla carreggiata Sud in configurazione definitiva.

Si riportano i pesi permanenti lineari dei diversi elementi dell'impalcato, riferiti alla carreggiata sud completa.

Peso travi	53,70 kN/m
Peso soletta	134,25 kN/m
Peso pavimentazione	48,45 kN/m
Peso dei cordoli	6,56 kN/m
Peso barriere di sicurezza	3,45 kN/m

Peso permanente lineare assunto	246,00 kN/m
---------------------------------	-------------

Il peso complessivo dell'impalcato si ottiene moltiplicando il peso permanente lineare ottenuto per la lunghezza totale dell'opera; analogamente, la quota parte del peso permanente totale che grava sulla spalla è pari al suddetto peso permanente lineare moltiplicato per la lunghezza di afferenza definita in precedenza.

Peso totale dell'impalcato assunto 11'000,00 kN

DIREZIONE TRASVERSALE

Rigidità traslazionale sistema isolato	29520,00 kN/m
Periodo del sistema isolato	1.225 sec
Ordinata dello spettro elastico SLV	0.32 g
Ordinata dello spettro elastico SLC	0.36 g
Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLV	3520.00 kN
Forza complessiva trasmessa al sistema di isolamento SLC	3960.00 kN
Spostamento del centro di rigidità SLC	0,12 m
Forza trasmessa alla spalla SLV	17600.00 kN
Forza trasmessa alla spalla SLC	19800.00 kN

3.5 Azioni sui dispositivi di appoggio

3.5.1 Caratteristiche geometrico-inerziali degli apparecchi di appoggio

Si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche degli apparecchi di appoggio della spalla.

Per analisi statica

Numero di appoggi sulla spalla n_{ap}	2,00
Numero di appoggi che reagiscono longitudinalmente n_{apl}	2,00
Numero di appoggi che reagiscono trasversalmente n_{apt}	2,00
Interasse appoggi	4,50 m
Momento d'inerzia	10,13 m ²
Modulo di resistenza appoggio più sollecitato	4,50 m

Per analisi sismica

Numero di appoggi sulla pila n_{ap}	4,00
Numero di appoggi che reagiscono longitudinalmente n_{apl}	4,00
Numero di appoggi che reagiscono trasversalmente n_{apt}	4,00
Interasse appoggi	4,50 m
Momento d'inerzia	101,25 m ²
Modulo di resistenza appoggio più sollecitato	15,00 m

3.6 Azioni elementari sugli appoggi

Nella tabella vengono riassunte le azioni presenti sul sistema di vincolamento.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)
Peso permanente	g	2508,00			
Accidentali Q_k (assi concentrati)	Q_k	1000,00	1050,00		
Accidentali q_k (carichi distribuiti)	q_k	759,00	1214,40		
Frenatura	q_3			0,00	
Azione centrifuga	q_4		0,00		0,00
Vento su impalcato carico	q_5		999,69		305,25
Vento su impalcato scarico	q_5		390,23		181,50
Azione di attrito	q_7			150,48	
Azione elastica	q_7			0,00	
Azioni sismiche longitudinali SLV	s_l			2420,00	
Azioni sismiche trasversali SLV	s_l		3960,00		1760,00
Azioni sismiche longitudinali SLC	s_l			2800,00	
Azioni sismiche trasversali SLC	s_t		4455,00		1980,00

3.6.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base. Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni di carico prese in considerazione per l'analisi dei dispositivi di appoggio:

		g1,g2	Q1 (traffico tandem)	q1 (traffico distribuiti)	q 3 (fren)	q4 (centr)	q5 (vento scar)	q5 (vento car)	q6 (sisma L)	q6 (sisma T)	q7 (parass)	q9 (urto L)	q9 (urto T)
STR SLU_A1	U1a	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U1b	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U1c	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U1d	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U2a	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U2b	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U3a	1.00	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U3b	1.35	1.01	0.54	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U4a	1.00	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
	U4b	1.35	1.01	0.54	0.00	1.35	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
SLE	U5a	1.00	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
	U5b	1.35	1.01	0.54	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
	A1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A1b	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A2	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A3	1.00	0.75	0.40	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A4	1.00	0.75	0.40	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00
	A5	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	F1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00
F2	1.00	0.75	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	
F3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	
QP	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	
SISMA SLV	S1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00
	S2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	1.00	0.00	0.00
SISMA SLC	S1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00
	S2	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	1.00	0.00	0.00

3.6.2 Sollecitazioni sugli appoggi

Nelle tabelle successive vengono specificati, per ciascuna delle combinazioni di carico descritte, i valori assunti dalle seguenti componenti di sollecitazione:

AZIONI RELATIVE AL SISTEMA DI VINCOLAMENTO

N = carico verticale

M_t = momento trasversale

T_l = taglio longitudinale

T_t = taglio trasversale

AZIONI RELATIVE AL SINGOLO DISPOSITIVO DI APPOGGIO

$V_{max} = N/n + M_t/W_t$; carico verticale massimo

$V_{min} = N/n - M_t/W_t$; carico verticale minimo

$H_l = T_t/n_{apl}$; taglio longitudinale massimo

$H_t = T_t/n_{apt}$; taglio longitudinale minimo

COMB DI CARICO	N(kN)	Mt(kNm)	TI(kNm)	Tt(kN)	Vmax(kN)	Vmin(kN)	HI(kN)	Ht(kN)	Hris(kN)
U1a	2508,00	585,34	135,43	272,25	1384,08	1123,93	67,72	136,13	152,04
U1b	3385,80	585,34	135,43	272,25	1822,98	1562,83	67,72	136,13	152,04
U1c	3930,36	3218,44	135,43	457,88	2680,39	1249,97	67,72	228,94	238,74
U1d	4808,16	3218,44	135,43	457,88	3119,29	1688,87	67,72	228,94	238,74
U2a	4882,65	3956,66	135,43	274,73	3320,58	1562,07	67,72	137,36	153,15
U2b	5760,45	3956,66	135,43	274,73	3759,48	2000,97	67,72	137,36	153,15
U3a	3930,36	2618,63	135,43	274,73	2547,10	1383,26	67,72	137,36	153,15
U3b	4808,16	2618,63	135,43	274,73	2986,00	1822,16	67,72	137,36	153,15
U4a	3930,36	2618,63	135,43	274,73	2547,10	1383,26	67,72	137,36	153,15
U4b	4808,16	2618,63	135,43	274,73	2986,00	1822,16	67,72	137,36	153,15
U5a	3930,36	2618,63	225,72	274,73	2547,10	1383,26	112,86	137,36	177,78
U5b	4808,16	2618,63	225,72	274,73	2986,00	1822,16	112,86	137,36	177,78
A1	2508,00	390,23	90,29	181,50	1340,72	1167,28	45,14	90,75	101,36
A1b	3561,60	2272,95	90,29	305,25	2285,90	1275,70	45,14	152,63	159,16
A2	4267,00	2864,22	90,29	183,15	2769,99	1497,01	45,14	91,58	102,10
A3	3561,60	1873,08	90,29	183,15	2197,04	1364,56	45,14	91,58	102,10
A4	3561,60	1873,08	90,29	183,15	2197,04	1364,56	45,14	91,58	102,10
A5	3561,60	1873,08	150,48	183,15	2197,04	1364,56	75,24	91,58	118,52
Fr1	2508,00	78,05	75,24	36,30	1271,34	1236,66	37,62	18,15	41,77
Fr2	3561,60	1273,26	75,24	0,00	2063,75	1497,85	37,62	0,00	37,62
Fr3	2508,00	0,00	90,29	0,00	1254,00	1254,00	45,14	0,00	45,14
Q.P.	2508,00	0,00	75,24	0,00	1254,00	1254,00	37,62	0,00	37,62
S1-slv	5902,80	3030,90	324,72	528,00	1677,76	1273,64	81,18	132,00	154,97
S2-slv	5902,80	5802,90	324,72	1760,00	1862,56	1088,84	81,18	440,00	447,43
S3-slc	5902,80	3179,40	324,72	594,00	1687,66	1263,74	81,18	148,50	169,24
S4-sc	5902,80	6297,90	324,72	1980,00	1895,56	1055,84	81,18	495,00	501,61

Di seguito si riporta il riepilogo delle azioni significative sul singolo appoggio.

COMBINAZIONE CARATTERISTICA RARA

$V_{\max,Rara}$	2769,99 kN
$V_{\min,Rara}$	1497,01 kN
$Hl_{\max,Rara}$	75,24 kN
$Ht_{\max,RARA}$	152,63 kN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$V_{\max,QP}$	1254,00 kN
$V_{\min,QP}$	1254,00 kN
$Hl_{\max,QP}$	37,62 kN
$Ht_{\max,QP}$	0,00 kN

COMBINAZIONE FONDAMENTALE-A1

$V_{\max,A1}$	3759,48 kN
$V_{\min,A1}$	2000,97 kN
$Hl_{\max,A1}$	112,86 kN
$Ht_{\max,A1}$	228,94 kN

COMBINAZIONE SISMICA SLV

$V_{\max,s}$	1862,56 kN
$V_{\min,s}$	1273,64 kN
$Hl_{\max,s}$	81,18 kN
$Ht_{\max,s}$	440,00 kN

3.7 DIMENSIONAMENTO GIUNTI

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi provocati da una escursione termica di 25°C e dal sisma di progetto allo Stato Limite di Collasso e allo Stato Limite di Danno.

L'allungamento dovuto ad escursione termica tra due punti A e B dell'impalcato è dato dalla seguente espressione:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot dT$$

dove si assume:

L_{AB} = distanza tra il giunto e il baricentro G delle rigidezze degli appoggi

α = coefficiente di dilatazione termica

dT = variazione termica

Spalla B

$$L_{AB} = 43.00\text{m}$$

$$\delta\Delta t_{Sp-G} = 25^\circ \cdot L_{AB} \cdot 10^{-5} = 1.075\text{cm}$$

Nella tabella si riepilogano gli spostamenti longitudinali massimi in corrispondenza dei giunti sulle spalle, per variazione termica e per azioni sismiche:

	SpA	SpB
dΔt (cm)	-	1.075
Sisma SLC (cm)	19.00	19.00
Sisma SLD (cm)	7.90	7.90
Combinazione Sismica SLC (cm)	19.00	19.50
Combinazione Sismica SLD (cm)	7.90	8.40

Sulle spalle si prevedono dunque le seguenti ampiezze:

	SpA e SpB
Escursione Giunto (cm)	±10.00
Varco in soletta (cm)	20.00

4. CALCOLO SPALLA A

La geometria di riferimento per i calcoli è quella riportata nella figure.

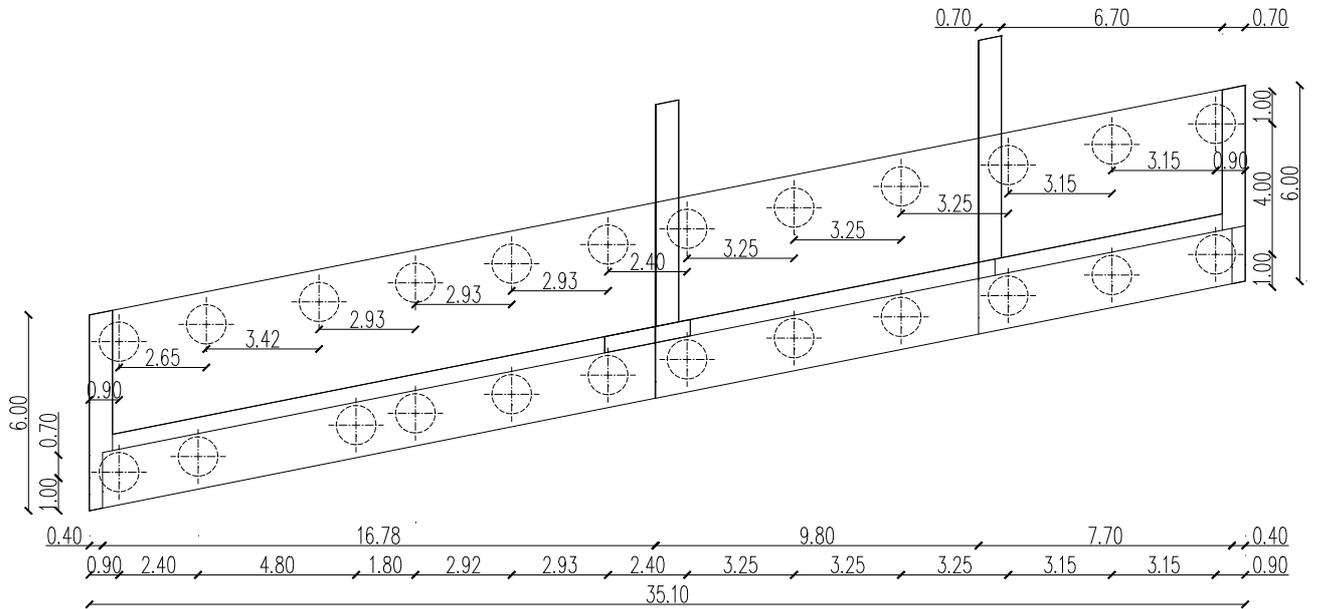


Fig. 1- Pianta

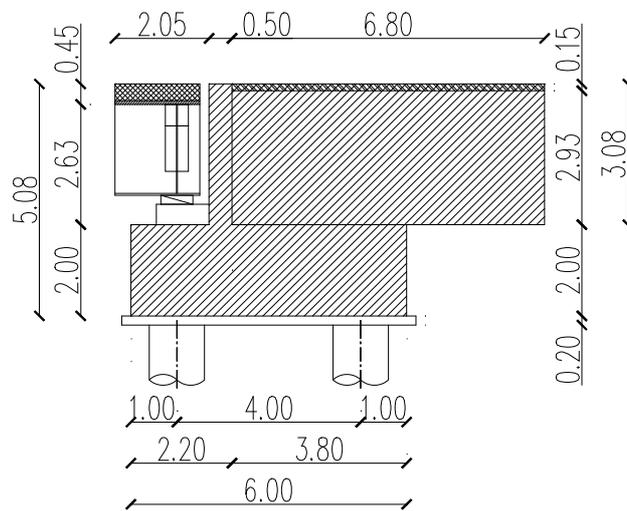
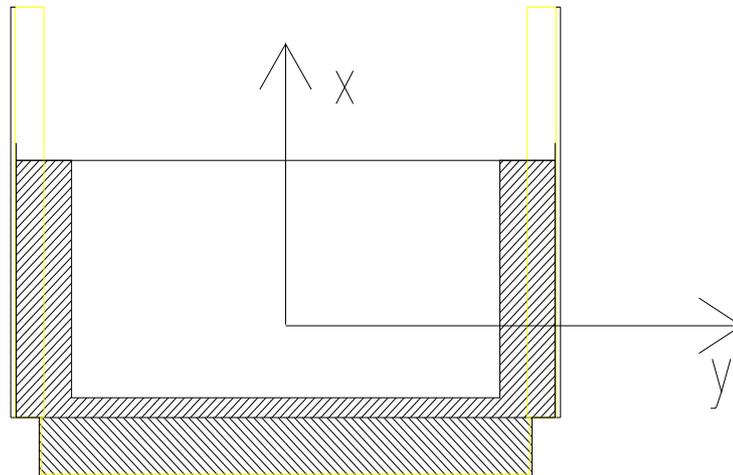


Fig. 2- Sezione longitudinale

1.1.1 Convenzione sui segni

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi x , y aventi origine nel baricentro della platea di fondazione e con l'asse x parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale x , si considerano positive le azioni che hanno effetto stabilizzante nei confronti della spalla. Nel computo dei carichi e delle eccentricità si fa riferimento alla figura che segue.



1.1.2 Dati per analisi sismica

La struttura a realizzarsi deve conservare sotto l'azione sismica il suo comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili).

Le verifiche sismiche delle spalle da ponte, possono essere eseguite applicando l'azione sismica indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto, la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

I simboli utilizzati nelle formule parametriche di calcolo, per la definizione delle azioni sismiche nei paragrafi successivi, sono di seguito elencati:

γ = peso specifico del terreno

φ = angolo di attrito del terreno

γ_{cls} = peso specifico calcestruzzo

a_g = accelerazione di picco a suolo

S = fattore profilo stratigrafico del terreno

γ_I = fattore d'importanza

k = coefficiente di spinta

p_{tf} = pressione terreno alla base del fusto

p_{tp} = pressione terreno alla base del paraghiaia

p_{tr} = pressione terreno alla base del muro di risvolto

h_{tot} = altezza totale (fondazione+fusto+paraghiaia)

h_{fust} = altezza fusto spalla

h_p = altezza del paraghiaia

h_t = altezza totale fusto più paraghiaia

h_r = altezza risvolti (parte inferiore sotto risega o altezza fino imposta orecchia)

h_{rs} = altezza risvolti (parte superiore)

h_o = altezza orecchia

A_{r1} = area risvolto + orecchia (lato a maggiore y)

A_{r2} = area risvolto + orecchia (lato a minore y)

h_b = altezza baggioli

h_f = altezza fondazione

h_{ter} = altezza terreno imbarcato

s_f = spessore fusto

s_p = spessore paraghiaia

s_r = spessore risvolti

s_o = spessore orecchia

L_f = lunghezza fusto

L_p = lunghezza paraghiaia

L_r = lunghezza risvolto

L_o = lunghezza orecchia

A_{fond} = area fondazione

A_{ter} = area terreno imbarcato

$P_{imp.}$ = peso impalcato

$F_{cor.}$ = forza correttiva

T_{ls} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione longitudinale

T_{ts} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione trasversale

T_{vs} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione verticale

1.1.3 Elenco dati – SPALLA A

1.1.3.1 Dati relativi alle travi

numero travi	n=	2
lunghezza travi (m)	Lt=	44.00
peso travi (kN/m) /peso struttura in acciaio (kN/m ²)	Pt=	3.50
interasse travi (m)	it=	4.50
altezza travi (m)	ht=	2.00
interasse giunti (m)	ig=	44.00
interasse appoggi (m)	ia=	41.40
Lunghezza di afferenza alla spalla per carichi permanenti distribuiti uniformemente e per spinta del vento sull'impalcato	Laff=	22.00

1.1.3.2 Dati relativi alla soletta e alla pavimentazione

lunghezza impalcato (m)	Li=	44.00
larghezza pavimentazione (m)	Lp=	6.90
spessore pavimentazione (m)	spav=	0.10
peso pavimentazione (kN/m ²)	γ_p =	3.00
larghezza soletta (m)	Ls=	8.10
larghezza carreggiata (m)	Lcar=	6.90
spessore medio soletta (m)	ss=	0.30
spessore minimo soletta in corrispondenza marciapiede (m)	ssmin=	0.30
spessore pav. + eventuale pendenza trsv. -per az. vento-(m)	pv=	0.45
larghezza cordolo n° 1 -a maggior γ - (m)	lc1=	0.70
larghezza cordolo n° 2 -a minor γ - (m)	lc2=	0.50
altezza max cordoli (m)	hcmax=	0.15
altezza media cordoli (m)	hc=	0.15

1.1.3.3 Dati relativi alle finiture

peso barriere (kN/m)	pbar=	7.75
rete di protezione (kN/m)	pret=	0.00
elemento di bordo (kN/m)	pbor=	0.00

1.1.3.4 Dati relativi ai carichi mobili

numero di colonne di carico	nc=	2.00
larghezza colonne di carico (m)	Lcolon=	3.00
larghezza marciapiede 1 q1F (m)	lm1=	0.00
larghezza marciapiede 2 q1F (m)	lm2=	0.00
Azione di frenatura (kN)	fr,imp=	-480.00

1.1.3.5 Dati relativi alle azioni sismiche

categoria del suolo - A B C D E -	D
accelerazione orizzontale massima	0.206
azione da impalcato agente su spalla per sisma longitudinale (kN)	5720.00
azione da impalcato agente su spalla per sisma trasversale (kN)	2860.00

1.1.3.6 Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

spessore apparecchi di appoggio (m)	sapp=	0.15
posizione asse appoggi rispetto a filo valle spalla (m)	das=	1.00
eccentricità (distanza asse impalcato-asse appoggi travi)	dia=	-0.36

1.1.3.7 Dati relativi ai baggioli

altezza baggioli (m)	hb=	0.15
larghezza baggioli (m)	lb=	0.90
profondità baggioli (m)	pb=	0.90
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla (m)	ib=	1.00

1.1.3.8 Dati relativi alla spalla

altezza fusto spalla (m)	hf=	0.01
spessore fusto spalla (m)	sf=	2.20
lunghezza fusto spalla (m)	lf=	8.30
eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	efp=	0.00
altezza paraghiaia (m)	hp=	2.75
spessore paraghiaia (m)	sp=	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto (m)	dpf=	1.95
lunghezza risvolti (m)	lr=	3.80
spessore medio risvolti (m)	sr=	0.70
altezza orecchie (m)	ho=	3.00
lunghezza orecchie (m)	lo=	3.00
spessore orecchie (m)	so=	0.35

1.1.3.9 Dati relativi alla platea di fondazione

lunghezza platea di fondazione (m)	luf=	8.30
larghezza platea di fondazione – lungo asse stradale - (m)	laf=	6.00
sbalzo anteriore (m)	sa=	0.00
spessore platea (m)	spl=	2.00

1.1.3.10 Dati relativi al terreno

peso specifico terreno (kN/m ²)	gterr=	19.00
angolo di attrito interno del terreno di monte (°)	am=	38.00
angolo di attrito interno del terreno di valle (°)	av=	38.00
carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico (kN/m ²)	qic=	20.00
carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico (kN/m ²)	qis=	40.00

Per quanto riguarda il carico accidentale utilizzato sul rilevato, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali della spalla, è stato assunto in accordo alla cir. 617 par. 5.1.3.3.7.1. lo schema di carico 1, questo sovraccarico distribuito è stato opportunamente diffuso attraverso il rilevato con un'angolo di 30°.

A favore di sicurezza e per semplicità applicativa del carico così ripartito, si sono utilizzati i sovraccarichi distribuiti uniformi di cui alla precedente tabella.

1.1.4 Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni trasmesse dall'impalcato alle spalle vengono di seguito approssimate cautelativamente per eccesso.

1.1.4.1 Carichi permanenti

Impalcato			
struttura in acciaio	(kN)	$gt=Pt*Li*(Lp+lc1+lc2)=$	1247.40
soletta	(kN)	$gs=Ls*ss*Li*25=$	2673.00
cordoli	(kN)	$gc=(lc1*hc+lc2*hc)*Li*25=$	198.00
pavimentazione	(kN)	$gpav=Li*Lp*gp=$	910.80
Finiture			
Barriere	(kN)	$gbar=pbar*Li=$	220.00
Carico totale (Ptot)	(kN)	$Ptot=gt+gs+gic+ggt+gc+gpav+gbar+gret+gbor=$	5280.00
Carico permanente trasmesso dall'impalcato (kN)		$Rper=(Ptot/Li)*Laff=$	2640.00
agente con eccentricità trasversale (m)		$et=((lc1*hc*25)*(Ls/2-lc1/2)-(lc2*hc*25)*(Ls/2-lc2/2))*(Laff)/Rper=$	0.02

Considerando la lunghezza di afferenza dell'impalcato alla spalla, i carichi trasmessi alla sotto struttura sono di seguito riportati:

$$L_{aff}=22.00m$$

Carico permanente trasmesso dall'impalcato agente con eccentricità trasversale

$$R_{per} = 2640,00 \text{ kN}$$

$$e_t = 0,02$$

1.1.4.2 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1.

I carichi delle colonne di carico sono dislocati sull'impalcato, secondo lo schema seguente, schema che massimizza gli scarichi sulla spalla.



A favore di sicurezza, si considera comunque uno schema di appoggio – appoggio (non viene utilizzata la reale lunghezza d'influenza).

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

Scarico su app. colonna di carico n°1 (vicina al cordolo 1)	R,1=	1293.24
Scarico su appoggio colonna di carico n°2 (kN)	R,2=	596.51
Reazione totale (kN)	Rtot=	1889.76
Reazione accidentali in condizioni dinamiche	Racc=Rtot*φ	1889.76
Eccentricità carico R1 (m)	e,1=	1.490
Eccentricità carico R2 (m)	e,2=	-1.510
Eccentricità globale (m)	e,tot=	0.543

Nelle condizioni di carico per gli stati limite di fessurazione per strutture di luce di calcolo maggiore di 10 m (e minore di 100 m) si sono considerati i seguenti valori del coefficiente ψ :

coefficiente Psi1	$\psi,1=$	0.750
coefficiente Psi2	$\psi,2=$	0.000

1.1.4.3 Azione di frenamento

Azione di frenatura (kN)	fcalc=	-480.00
agente ad h da intradosso fondazione (m)	hfr=	2.31

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale così definito:

Azione squilibrio verticale dovuto alla frenatura (kN)	Hpsqu=	-480.00
Quota di azione rispetto agli appoggi (m)	hsf=ht+Ssmin+pv=	2.75
Carico verticale aggiuntivo dovuto alla frenatura (kN)	Vpsqui=	31.88

1.1.4.4 Azione del vento

Si considera la lunghezza di afferenza alla spalla dei carichi dovuti all'impalcato.

Zona		2	2
altitudine sul livello del mare a_s (m)		$a_s=$	10
velocità di riferimento v_b (m/s)		$v_b=$	25.000
velocità di riferimento $v_b(100)$ (m/s)		$v_b(100)=$	25.981
categoria di esposizione		cat=	4
altezza costruzione (m)		$h_z=$	5
coefficiente di esposizione c_{ev}		$c_{ev}=$	1.634
pressione cinetica di riferimento q_b (kN/m ²)		$q_b=$	0.422
pressione del vento p (kN/m ²)		$p=$	0.69
pressione globale (sopravento e sottovento) w (kN/m ²)		$w=$	2
Superficie impalcato investita a ponte carico (m ²)		$S_{,c}=(ht+ss_{min}+pv+3)*Li/2=$	126.50
Superficie impalcato investita a ponte scarico (m ²)		$S_{,s}=(ht+ss_{min}+hc_{max}+1)*Li/2=$	82.50
Spinta relativa a ponte carico (kN)		$H_{vc}=w*S_{,c}=$	253.00
Spinta relativa a ponte scarico (kN)		$H_{vs}=w*S_{,s}=$	165.00
Altezza di applicazione della spinta a ponte carico da intradosso fond.		$h_{,vc}=sapp+hb+hf+spl+(ht+ss_{min}+pv+3)/2=$	5.185
Altezza di applicazione della spinta a ponte scarico da intradosso fond.		$h_{,vs}=sapp+hb+hf+spl+(ht+ss_{min}+hc_{max}+1)/2=$	4.040

1.1.4.5 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidità orizzontale. Il calcolo di tali azioni è riportato per esteso nella "RELAZIONE CON ANALISI DEI CARICHI E ANALISI SISMICA, APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI" ed è svolta attraverso il metodo dell'analisi statica equivalente.

Si riportano di seguito i risultati principali di tali calcolazioni.

Azioni sismiche trasmesse da impalcato:

- in senso longitudinale $F_{sl}=1250,00$ kN
agente a m 1.60 sopra intradosso fondazione.

- in senso trasversale $F_{st}=880,00$ kN
agente a m 1.60 sopra intradosso fondazione.

1.1.5 Azioni relative alla SPALLA A

1.1.5.1 Peso proprio

Peso proprio	N (kN)	ex (m)	MI(kNm)	ey (m)	Mt(kNm)
Paraghiaia	285.313	-1.049	-299.293	0.000	0.000
fusto spalla	4.565	-1.899	-8.669	0.000	0.000
baggioli	6.075	-1.999	-12.144	0.000	0.000
fondazione	2490.00	0.000	0.000	0.000	0.000
risvolti	387.030	1.101	426.120	0.00	0.00
orecchie	157.500	4.501	708.908	0.000	0.00
terreno a monte	1424.42	1.101	1567.574	0.000	0.00
TOTALE	4754.902		2382.496		0.000

1.1.5.2 Spinta delle terre

1.1.5.2.1 Spinta del terreno di monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

- angolo d'attrito $\phi = 38,00$

Il coefficiente di spinta a riposo risulta

$$K_r = 1 - \tan \phi = 0,384$$

Altezza totale della spalla:

$$H_{\text{tot}} = 4,86 \text{ m}$$

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

pressione massima $p_1 = 35,459 \text{ kN/m}$

Spinta totale $S_1 = -715,173 \text{ kN}$

agente a quota $h_1 = 1,62 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

1.1.5.2.2 Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno:

sovraccarico concomitante con impalcato scarico = 40 kN/m^2

sovraccarico concomitante con impalcato carico = 20 kN/m^2

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare:

pressione concomitante con impalcato carico $p_{2a} = 7,68 \text{ kN/m}^2$

pressione concomitante con impalcato scarico $p_{2b} = 15,36 \text{ kN/m}^2$

Spinta concomitante con impalcato carico $S_{2a} = -309,796 \text{ kN}$

Spinta concomitante con impalcato scarico $S_{2b} = -619,592 \text{ kN}$

agenti ad $h_2 = 2,430 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

Per quanto concerne gli accidentali adottati per il calcolo delle sollecitazioni che interessano gli elementi strutturali, si fa riferimento al carico ripartito dato dallo schema di carico 1.

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)

il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m^2

Tale carico viene posizionato in adiacenza all'elemento in esame e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Le larghezze su cui si considera agente il carico sono:

in direzione longitudinale alla strada:

Detta L_{dl} la *larghezza di diffusione del carico lonitudinale* dal piano stradale alla quota di calcolo, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale

in direzione trasversale alla strada:

Detta L_{dt} la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale

Il valore di L_{dt} viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30m all'esterno dell'impronta del carico;

posizionando il carico in adiacenza al cordolo;

La pressione dovuta al Q_{1k} risulta pertanto:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (L_{dl} * L_{dt})$$

$$q_{1k,dis} = 9 \text{ kN/m}^2$$

1.1.5.2.3 Spinta relativa al terreno di valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

1.1.5.3 Azione del vento

superficie fianco spalla investita dal vento (m ²)		15.560
spinta relativa (kN)	H _s =	25.425
agente a quota h _s da intradosso fondazione (m)	h _s =	3.455

1.1.5.4 Azione sismica

Elenco dei dati utilizzati nelle formule parametriche per il calcolo delle azioni sismiche:

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 38,0^\circ$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$a_g = 0,206 \text{ m/s}^2$$

$$S = 1,614$$

$$k = 0,384$$

$$h_{tot} = 4,76 \text{ m}$$

$$h_{fond} = 2,00 \text{ m}$$

$$h_p = 2,75 \text{ m}$$

$$h_r = 2,76 \text{ m}$$

$$h_o = 3,00 \text{ m}$$

$$h_{ter} = 2,76 \text{ m}$$

$$s_p = 0,50 \text{ m}$$

$$s_o = 0,35 \text{ m}$$

$$s_r = 0,70 \text{ m}$$

$$L_p = 8,30 \text{ m}$$

$$L_o = 3,00 \text{ m}$$

$$L_r = 3,80 \text{ m}$$

$$A_{fond} = 49,80 \text{ m}^2$$

$$A_{ter} = 26,22 \text{ m}^2$$

$$A_{r1} = 20,00 \text{ m}^2$$

1.1.5.5 Azioni inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paraghiaia $(\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S) = 94,98 \text{ kN}$

applicata a quota $h = 3,385 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Fusto $(\gamma_{cls} \times h_f \times s_f \times L_f \times a_g / g \times S) = 1,52 \text{ kN}$

applicata a quota $h = 2,01 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Muri di risvolto $(\gamma_{cls} \times h_r \times s_r \times L_r \times a_g / g \times S) \times 2 = 122,20 \text{ kN}$

Applicata a quota $h = 3,38 \text{ m}$ da intradosso Fondazione

Orecchie $(\gamma_{cls} \times h_o \times s_o \times L_o \times a_g / g \times S) = 26,18 \text{ kN}$

Applicata a quota $h = 4,76 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Fondazione $(\gamma_{cls} \times A_{fond} \times h_f) \times a_g / g \times S = 828,95 \text{ kN}$

applicata a quota $h = 1,00 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Terreno imbarcato $(\gamma \times A_{ter} \times h_{ter}) \times a_g / g \times S = 457,74 \text{ kN}$

Applicata a quota $h = 3,33 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Impalcato $T_{Is} = m \times S_e(T_1) = 1250,00 \text{ kN}$

applicata a quota $h = 3,38 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

1.1.5.5.1 Spinta terre

Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni, la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$E_d = 0.5 \cdot (1+k_v) \cdot K \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 (S \times a_g/g \times \gamma \times h_{tot}^2 \times L_f)$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta è posto ad $h_{tot}/3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

$$S_t = 1/2 \times \gamma \times h_{tot}^2 \times k \times L_f = 425,20 \text{ kN}$$

applicato a quota $h=1,58$ m da intradosso fondazione.

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1+k_v) \times (K-k_a) \times \gamma \times h_{tot}^2 \times L_f = 591,84 \text{ kN}$$

applicato a quota $h=2,38$ m da intradosso fondazione

1.1.6 Fondazione

1.1.6.1 Palificata di Fondazione

Le azioni sui pali sono ricavate, in prima battuta, con la teoria elastica sintetizzabile nell'espressione

$$N_{palo} = N_{palificata} / n_{pali} + M_{t,palificata} / W_{t,palificata} + M_{l,palificata} / W_{l,palificata} + T_t / (2 \cdot \alpha) / W_{t,palificata} + T_l / (2 \cdot \alpha) / W_{l,palificata}$$

e secondo la quale il momento flettente sul palo viene determinato mediante la teoria della trave su suolo elastico considerando il palo stesso perfettamente incastrato nella platea di fondazione ($M = T_{max}/2\alpha$). Il valore di α è definito nel paragrafo "Pali di fondazione".

Per un'analisi più approfondita, il calcolo della palificata per le combinazioni che danno le massime azioni assiali e flettenti sul singolo palo, è stato condotto anche con il programma di calcolo Group v7.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento. Il calcolo consiste in calcolo tridimensionale di interazione tra plinto di fondazione, pali e terreno. Tale programma consente infatti di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

In particolare, si è implementato un modello di calcolo F.E.M. tridimensionale assumendo un vincolo del tipo a incastro in testa pali. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido. Si è utilizzata la funzione di generazione automatica delle curve di risposta non lineare del terreno carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M-\theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale–spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

Per quanto riguarda le curve carico–cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

Per quanto concerne invece le curve p-y relative a carichi orizzontali, nel programma sono implementate diverse curve corrispondenti a differenti tipi di terreno. Nel caso in esame faremo sempre riferimento alle curve di Reese, Cox & Koop (1974), come indicato nella relazione geotecnica di riferimento.

L'analisi tridimensionale di interazione tra pali-plinto-terreno permette di definire, per il palo più sollecitato, il massimo carico assiale agente, il massimo momento flettente e la massima azione di taglio.

Inoltre, nel comportamento della palificata sotto carichi orizzontali il programma tiene conto dell'effetto di gruppo mediante la teoria di Reese & Van Impe (2001). Attraverso tale metodo è possibile valutare l'efficienza di ogni singolo palo in funzione della posizione degli altri pali costituenti la palificata e della direzione del carico applicato, secondo le relazioni di seguito riportate.

- Interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila

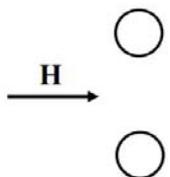


$$e_A = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

$$e_B = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Se $s/D > (4 \text{ o } 7)$ allora $e = 1$

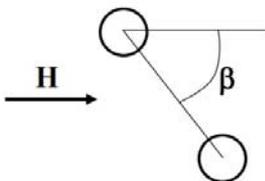
- Interazione tra pali affiancati, caricati in direzione ortogonale alla fila



$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \frac{s}{D} \leq 3.75$$

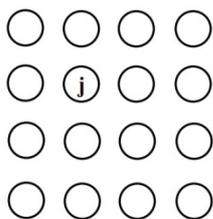
Se $s/D > 3.75$ allora $e = 1$

- Interazione "obliqua" tra pali, combinando gli effetti precedenti



$$e = \sqrt{e_{\text{lin}}^2 \cdot \cos^2 \beta + e_{\text{aff}}^2 \cdot \sin^2 \beta}$$

Per un gruppo di m pali vale pertanto



$$e_j = \prod_{i=1}^m e_{ij}$$

gruppo di m pali

1.1.6.2 Geometria della palificata

Caratteristiche della palificata di fondazione

diametro pali ϕ	=1,20 m
numero totale pali	=6
numero pali attivi longitudinalmente	=10
numero pali attivi trasversalmente	=10

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni della fondazione e le rispettive caratteristiche meccaniche della sezione rispetto agli assi baricentrici della platea (asse x ed asse y) e i moduli di resistenza relativi agli assi principali d'inerzia della palificata (asse 1 ed asse 2) individuati dalle coordinate del baricentro della palificata $x_0 = 0,000$ m, $y_0 = 0,000$ m, e dall'angolo $\alpha = 0,000$ deg tra l'asse x e l'asse 1.

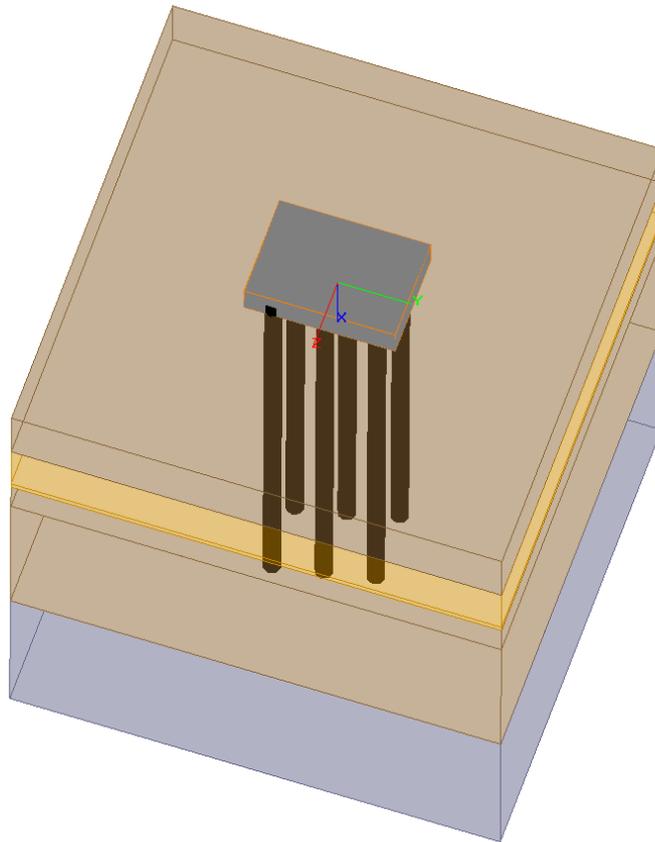
n° palo	x (m)	y (m)	x0 (m)	y0 (m)	W,t (m)	W,l (m)	W,1 (m)	W,2 (m)
1	-1.75	-3.15	-3.046	-1.775	12.60	20.154	25.601	8.587
2	-2.40	0.00	-1.871	1.219	0.00	14.287	-37.270	13.981
3	-3.05	3.15	-0.696	4.213	-12.60	11.066	-10.785	37.602
4	2.85	-3.15	0.808	-4.286	12.60	-10.575	10.601	-32.377
5	2.00	0.00	1.816	-1.183	0.00	-14.722	38.405	-14.407
6	1.35	3.15	2.991	1.811	-12.60	-21.031	-25.092	-8.745

1.1.6.3 Modellazione con group

Il programma GROUP prevede, per la modellazione tridimensionale della palificata, la possibilità di inserire solamente strati di terreno orizzontali. In realtà, le spalle in oggetto presentano nel loro intorno il terreno disposto secondo la configurazione del cono del rilevato stradale. Per tenere conto quindi della reale pendenza del terreno davanti alla palificata della spalla si è cautelativamente scelto di considerare non reagenti i primi 2.00m di terreno misurati a partire dall'intradosso del plinto di fondazione.

Si assume la stratigrafia di riferimento, desunta dal documento "AUTOSTRADA "A13" BOLOGNA – PADOVA, Ampliamento della terza corsia, Tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud - RELAZIONE GEOTECNICA – Appendice 3".

Di seguito si riporta il modello tridimensionale della palificata della spalla analizzato.



1.1.6.4 Carichi elementari

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata (valori caratteristici), riferite agli assi baricentrici della platea.

Elenco dei carichi elementari.

- A) = Peso proprio della spalla e spinta delle terre
- B) = Peso proprio dell'impalcato
- C) = Carico accidentale sull'impalcato
- D) = Carico accidentale sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato
- E) = Carico accidentale sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato
- F) = Azione di frenatura
- G) = Azione centrifuga
- H) = Azione del vento a ponte carico
- I) = Azione del vento a ponte scarico

	a	b	c	d	e	f	g	l
I	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
II	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0
III	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0
IV	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0

Stati limite di fessurazione

		PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	ATTRITO
		a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q7
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1,000
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	1,000
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1,000
SLE	RAR-gr1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.600	0.000	1,000
SLE	RAR-gr2a	1.000	1.000	0.750	0.750	1.000	0.000	0.600	0.000	1,000
SLE	RAR-gr2b	1.000	1.000	0.750	0.750	0.000	1.000	0.600	0.000	1,000

Stati limite ultimi in condizione sismica

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche, si ottengono utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 E + G_k$$

Gli effetti massimi generati dalle tre componenti traslazionali, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{EV}$$

	PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	ATTRITO
	a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q6	i=q7
sisma	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000

1.1.6.5.1 Carichi permanenti e condizione provvisoria

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
Provv.	4754.902	0.000	279.741	-281.694	429.270	0.000	-1334.765
C.Perm. (A+)	7394.902	58.080	-1490.156	-4053.445	-2329.639	0.000	-715.173

1.1.6.5.2 Stati limite di esercizio (RAR)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
RAR-gr1- I (V+, A+)	7394.902	811.698	-858.771	-4053.445	-1918.186	190.425	-715.173
RAR-gr1- IIa (V+, A+)	9284.660	1924.069	-2228.001	-8583.876	-4842.077	167.055	-1024.969

RAR-gr1-IIb (V+, A+)	9284.660	1924.069	-1816.992	-7831.072	-4211.375	167.055	-715.173
RAR-gr1- IIc (V+, A+)	7394.902	510.251	-1933.343	-5559.054	-3344.173	114.255	-1334.765
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F+)	8844.101	1668.220	-2504.316	-8623.796	-5076.849	167.055	-1427.520
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F-)	8780.341	1668.220	-1229.798	-6278.740	-3121.071	167.055	-467.520
RAR-gr2a-IIIb (V+, A+,F+)	8812.221	1668.220	-2164.172	-7995.465	-4554.891	167.055	-1195.173
RAR-gr2a-IIIb (V+, A+,F-)	8812.221	1668.220	-953.429	-5777.865	-2696.975	167.055	-235.173
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F+)	7394.902	510.952	-2332.623	-6291.452	-3957.397	114.255	-1659.867
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F-)	7394.902	510.952	-1121.879	-4073.852	-2099.481	114.255	-699.867
RAR-gr2b- IVa (V+, A+,C)	8812.221	1667.519	-1867.644	-7451.268	-4099.342	167.055	-947.520
RAR-gr2b- IVb (V+, A+,C)	8812.221	1667.519	-1559.388	-6886.665	-3626.316	167.055	-715.173

1.1.6.5.3 Stati limite di fessurazione

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
FR1a (A+)	8812.22	827.73	-2262.97	-6886.67	-4084.82	0.00	-715.17
FR2b (A+,F+)	8836.13	828.26	-2740.47	-7766.06	-4817.95	0.00	-1075.17
QP (A+)	7394.90	58.08	-1490.16	-4053.45	-2329.64	0.00	-715.17

1.1.6.5.4 Stati limite ultimi (STRU)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
SLU.1-gr1-I (V+, A+)=g+q5*0.9	7394.90	736.34	-921.91	-4053.45	-1959.33	171.38	-715.17
SLU.1-gr1-I(V+, A+)=g*1.35+q5*0.9	9983.12	756.66	-1443.46	-5472.15	-2774.70	171.38	-965.48
SLU.1-gr1-IIa(V+, A+)=g+q1+q2*1.35+0.9*q5	9946.08	2703.13	-2380.71	-	-5652.66	250.58	-1133.40
SLU.1-gr1-IIa(V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	12534.29	2723.46	-2902.26	-	-6468.03	250.58	-1383.71
SLU.1-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,35+0,9*q5	9946.08	2703.13	-1825.85	-9153.24	-4801.21	250.58	-715.17
SLU.1-gr1-IIb(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,35+0,9*q5	12534.29	2723.46	-2347.40	-	-5616.58	250.58	-965.48
SLU.1-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,35+0,9*q5	7394.90	736.34	-2031.63	-6086.02	-3662.23	171.38	-1551.62
SLU.1-gr1-IIc(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,35+0,9*q5	9983.12	756.66	-2553.19	-7504.72	-4477.60	171.38	-1801.93
SLU.2-gr1-IIa(V+, A+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	9308.28	2356.79	-1894.23	-8640.51	-4649.96	250.58	-1028.84
SLU.2-gr1-IIa(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	11896.50	2377.12	-2415.78	-	-5465.34	250.58	-1279.15
SLU.2-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,35-q3*1,013+0,9*q5	9308.28	2703.13	-1187.92	-7878.29	-3822.29	250.58	-715.17
SLU.2-gr1-IIb(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013-q3*1,013+0,9*q5	11005.50	2377.12	-2080.88	-9297.00	-4951.41	250.58	-965.48
SLU.2-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	7394.90	736.34	-1754.20	-5577.87	-3236.50	171.38	-1342.51
SLU.2-gr1-IIc(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	9983.12	756.66	-2275.76	-6996.58	-4051.88	250.58	-1592.82
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	9265.24	2357.74	-1127.08	-7229.66	-3473.45	250.58	-380.84

SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	11853.46	2378.07	-1648.63	-8648.37	-4288.83	250.58	-631.15
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	7395.85	2357.74	-2932.03	-10223.42	-6243.19	250.58	-1028.84
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	11939.54	2378.07	-3275.29	-11642.13	-6784.97	250.58	-1279.15
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	9351.32	2357.74	-2337.59	-9461.21	-5331.01	250.58	-1363.17
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	11939.54	2378.07	-2859.14	-10879.91	-6146.38	250.58	-1613.48
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	9351.32	2357.74	-703.08	-6467.45	-2822.82	250.58	-67.17
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	11939.54	2378.07	-1224.64	-7886.15	-3638.20	250.58	-317.48
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	7437.94	737.283	-2613.71	-7160.787	-4556.14	171.383	-1990.51
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	10026.156	757.611	-3135.26	-8579.493	-5371.51	171.383	-2240.82
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	7437.94	737.283	-979.20	-4167.027	-2047.95	171.383	-694.51
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	10026.156	757.611	-1500.76	-5585.733	-2863.33	171.383	-944.82
SLU.4-gr2b-IVa(V+, A+, C)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	9308.28	2356.79	-1894.23	-8640.51	-4649.96	250.58	-1028.84
SLU.4-gr2b-IVa(V+, A+, C)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	11896.50	2377.12	-2415.78	-10059.21	-5465.34	250.58	-1279.15
SLU.4-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	9308.28	2356.79	-1478.08	-7878.29	-4011.38	250.58	-715.17
SLU.4-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	11896.50	2377.12	-1999.64	-9297.00	-4826.75	250.58	-965.48
SLU.4-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	7394.902	736.336	-1754.20	-5577.874	-3236.50	171.383	-1342.51
SLU.4-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	9983.118	756.664	-2275.76	-6996.58	-4051.88	171.383	-1592.82

1.1.6.5.5 Stati limite ultimi (GEO)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	Ml (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
SLU.1-GEO-gr1-I (V+, A+)=g+q5*0,69	7394.902	461.916	-1151.820	-4053.445	-2109.156	131.393	-715.173
SLU.1-GEO-gr1-IIa(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9568.124	2087.807	-2435.997	-9263.441	-5282.363	192.11325	-1071.438
SLU.1-GEO-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9568.124	2087.807	-1963.337	-8397.716	-4557.055	192.11325	-715.173
SLU.1-GEO-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	7394.902	461.916	-2097.140	-5784.895	-3559.773	131.39325	-1427.704
SLU.2-GEO-gr1-IIa(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9568.124	2941.592	-1720.691	-9263.441	-4816.222	192.11325	-1071.4384

A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5							
SLU.2-GEO-gr1-IIIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9568.124	2087.807	-1963.337	-8397.716	-4557.055	192.11325	-715.173
SLU.2-GEO-gr1-IIIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	7394.902	907.677	-1723.680	-5784.895	-3316.401	192.11325	-1427.7038
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,15-q3*0.862+0,69*q5	9540.627	2088.412	-1945.873	-8362.066	-4530.704	192.11325	-657.4384
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,15+q3*0.862+0,69*q5	9595.620	2088.412	-2985.126	-10274.74615	-6125.462	192.11325	-1485.4384
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)=g+q1+q2*0.862+q3*1,15+0,69*q5	9024.818	1792.775	-2363.270	-8586.768	-4952.538	192.113	-1267.173
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)=g+q1+q2*0.862-q3*1,15+0,69*q5	9024.818	1792.775	-970.914	-6036.528	-2815.936	192.113	-163.173
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)=g+q1+q2*0.862+q3*1,15+0,69*q5	7431.564	462.723	-2592.982	-6700.440	-4321.251	131.393	-1801.571
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)=g+q1+q2*0.862-q3*1,15+0,69*q5	7431.564	462.723	-1200.627	-4150.200	-2184.648	131.393	-697.571
SLU.4-GEO-gr2b-IVa(V+, A+, C)=g+q1+q2*0.862+q4*1,15+0,69*q5	9024.81845 8	1792.774 62	-2021.587	-7960.941738	-4428.218	192.11325	-982.37205
SLU.4-GEO-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g+q1+q2*0.862+q4*1,15+0,69*q5	9024.818	1792.775	-1667.092	-7311.648	-3884.237	192.113	-715.173
SLU.4-GEO-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g+q1+q2*0.862+q4*1,15+0,69*q5	7394.902	461.916	-1860.811	-5352.033	-3197.119	131.393	-1249.571

1.1.6.5.6 Sisma SLV

Combinazione	N (kN)	M1 (kN)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
(STR) SISMA LONGITUDINALE	7861.330	-3818.710	-6473.530	724.358	-3801.562
(STR) SISMA TRASVERSALE	7861.330	-284.662	-2488.806	2414.526	-1438.108
(STR) SISMA VERTICALE	9400.532	-2123.261	-3872.716	724.358	-1438.108

1.1.6.5.7 Condizione sismica**1.1.6.5.7.1 Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma longitudinale**

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute alla inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni della tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	674.65	0.0	0.0	425.20	0.0
Incremento dinamico spin.	1408.57	0.00	0.0	591.84	0.00
Inerzia risvolti+orecchie	551.71	165.51	569.15	151.33	45.40
Inerzia fusto+paraghiaia	324.57	97.37	304.35	96.50	28.95
Inerzia terreno imbarcato	0.00	0.00	1443.64	457.74	137.32
Azioni da impalcato	2700.00	570.24	3054.19	1250.00	264.00
Inerzia fondazione			2490.00		

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Risultanti	5659.49	833.12	7861.33	2972.62	475.70

1.1.6.5.7.2 Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma trasversale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute all' inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni riportate nella tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	674.65	0.0	0.0	425.20	0.0
Incremento dinamico spin.	422.57	0.00	0.0	177.55	0.00
Inerzia risvolti+orecchie	165.51	551.71	569.15	45.40	151.33
Inerzia fusto+paraghiaia	97.37	324.57	304.35	28.95	96.50
Inerzia terreno imbarcato	0.00	0.00	1443.64	137.32	457.74
Azioni da impalcato	810.00	1900.80	3054.19	375.00	880.00
Inerzia fondazione			2490.00		

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Risultanti	2170.10	2777.07	7861.33	1189.42	1585.60

1.1.6.5.7.3 Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma verticale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute all' inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni riportate nella tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	674.65	0.0	0.0	425.20	0.0

Incremento dinamico spin.	422.57	0.00	0.0	177.55	0.00
Inerzia risvolti+orecchie	165.51	165.51	632.31	45.40	45.40
Inerzia fusto+paraghiaia	97.37	97.37	338.13	28.95	28.95
Inerzia terreno imbarcato	0.00	0.00	1603.85	137.32	137.32
Azioni da impalcato	810.00	570.24	3507.30	375.00	264.00
Inerzia fondazione			2490.00		

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M_l (kNm)	M_t (kNm)	N (kN)	H_l (kN)	H_t (kN)
Risultanti	2170.10	833.12	8571.59	1189.42	475.70

1.1.7 Azioni sui pali – metodo elastico

Si riportano di seguito I valori del carico assilae e flettente in testa al singolo palo ottenuti applicando la teoria elastica sopra descritta, per tutte le combinazioni definite.

Nelle tabelle seguenti sono evidenziate le combinazioni che restituiscono i massimi valori in testa al singolo palo e che verranno utilizzate nell'analisi tridimensionale.

1.1.7.1 Carichi permanenti e condizione provvisoria

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
Provvis.	-852.717	-731.565	792.484	133.477
C. Perm.	-1561.997	-906.714	1232.484	71.517

1.1.7.2 Stati Limite di Esercizio (RAR)

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
RAR-gr1- I (V+, A+)	-1489.417	-978.924	1232.484	74.009
RAR-gr1- IIa (V+, A+)	-2198.373	-904.984	1547.443	103.849
RAR-gr1- IIb (V+, A+)	-2108.868	-993.481	1547.443	73.442
RAR-gr1- IIc (V+, A+)	-1697.459	-773.045	1232.484	133.965
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F+)	-2163.080	-793.700	1474.017	143.726
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F-)	-1874.903	-1057.500	1463.390	49.647
RAR-gr2a- IIIb (V+, A+,F+)	-2083.694	-861.626	1468.703	120.679
RAR-gr2a- IIIb (V+, A+,F-)	-1820.031	-1122.321	1468.703	28.847
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F+)	-1784.471	-687.013	1232.484	166.379
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F-)	-1520.808	-947.708	1232.484	70.913
RAR-gr2b- IVa (V+, A+,C)	-2019.059	-925.533	1468.704	96.213
RAR-gr2b- IVb (V+, A+,C)	-1951.930	-991.906	1468.704	73.442

1.1.7.3 Stati Limite di fessurazione

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
FR1a (A+)	-2032.81	-911.44	1468.70	71.52

FR2b (A+,F+)	-2140.83	-812.56	1472.69	107.52
QP (A+)	-1562.00	-906.71	1232.48	71.52

1.1.7.4 Stati Limite Ultimi (STRU)

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
SLU.1-gr1-l _(V+,A+) =g+q ₅ *0.9	-1496.68	-971.70	1232.48	73.54
SLU.1-gr1-l _(V+,A+) =g*1.35+q ₅ *0.9	-2043.37	-1289.05	1663.85	98.06
SLU.1-gr1-lla _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-2408.97	-916.45	1657.68	116.08
SLU.1-gr1-lla _(V+,A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-2955.67	-1233.80	2089.05	140.62
SLU.1-gr1-llb _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-2288.14	-1035.92	1657.68	75.78
SLU.1-gr1-llb _(V+,A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-2834.84	-1353.27	2089.05	99.75
SLU.1-gr1-llc _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-1738.34	-732.76	1232.48	156.11
SLU.1-gr1-llc _(V+,A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-2285.04	-1050.11	1663.85	181.01
SLU.2-gr1-lla _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+0.9*q ₅	-2166.90	-944.19	1551.38	105.89
SLU.2-gr1-lla _(A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+0.9*q ₅	-2713.60	-1261.54	1982.75	130.35
SLU.2-gr1-llb _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.35-q ₃ *1.013+0.9*q ₅	-2042.92	-1066.98	1551.38	75.78
SLU.2-gr1-llb _(V+,A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013-q ₃ *1.013+0.9*q ₅	-2492.17	-1185.15	1834.25	99.75
SLU.2-gr1-llc _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+0.9*q ₅	-1677.92	-792.50	1232.48	135.34
SLU.2-gr1-llc _(A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+0.9*q ₅	-2224.62	-1109.85	1663.85	161.24
SLU.3-gr2a-lla _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-1992.75	-1102.12	1544.21	45.59
SLU.3-gr2a-lla _(V+,A+,F-) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2539.45	-1419.47	1975.58	67.91
SLU.3-gr2a-lla _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2074.24	-401.91	1232.64	105.89
SLU.3-gr2a-lla _(V+,A+,F-) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2908.03	-1083.57	1989.92	130.35
SLU.3-gr2a-llb _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2270.70	-855.82	1558.55	138.60
SLU.3-gr2a-llb _(V+,A+,F-) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2817.40	-1173.17	1989.92	163.28
SLU.3-gr2a-llb _(V+,A+,F-) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-1914.76	-1207.76	1558.55	25.94
SLU.3-gr2a-llb _(V+,A+,F-) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2461.46	-1525.11	1989.92	40.45
SLU.3-gr2a-llc _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-1872.35	-614.52	1239.66	199.79
SLU.3-gr2a-llc _(V+,A+,F-) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2419.05	-931.87	1671.03	224.74
SLU.3-gr2a-llc _(V+,A+,F-) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-1516.41	-966.46	1239.66	71.53
SLU.3-gr2a-llc _(V+,A+,F-) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.35+0.9*q ₅	-2063.11	-1283.81	1671.03	96.02
SLU.4-gr2b-lVa _(V+,A+,C) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+q ₄ *1.35+0.9*q ₅	-2166.90	-944.19	1551.38	105.89
SLU.4-gr2b-lVa _(V+,A+,C) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+q ₄ *1.35+0.9*q ₅	-2713.60	-1261.54	1982.75	130.35
SLU.4-gr2b-lVb _(V+,A+,C) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+q ₄ *1.35+0.9*q ₅	-2076.28	-1033.79	1551.38	75.78
SLU.4-gr2b-lVb _(V+,A+,C) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+q ₄ *1.35+0.9*q ₅	-2622.97	-1351.14	1982.75	99.75
SLU.4-gr2b-lVc _(V+,A+,C) =g+q ₁ +q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+q ₄ *1.35+0.9*q ₅	-1677.92	-792.50	1232.48	135.34
SLU.4-gr2b-lVc _(V+,A+,C) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.013+q ₃ *1.013+q ₄ *1.35+0.9*q ₅	-2224.62	-1109.85	1663.85	160.20

1.1.7.5 Stati Limite Ultimi (GEO)

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
--------------	-----------	-----------	-----------	-----------

SLU.1-GEO-gr1-I _(V+, A+) =g+q ₅ *0,69	-1581.844	-887.735	1232.4837	72.714
SLU.1-GEO-gr1-IIa _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2570.515	-632.915	1594.6873	108.853
SLU.1-GEO-gr1-IIb _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2467.584	-734.687	1594.6873	74.053
SLU.1-GEO-gr1-IIc _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-1787.706	-684.190	1232.4837	143.374
SLU.2-GEO-gr1-IIa _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2596.861	-608.121	1594.6873	108.853
SLU.2-GEO-gr1-IIb _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2467.584	-734.687	1594.6873	74.053
SLU.2-GEO-gr1-IIc _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-1801.462	-671.245	1232.4837	144.057
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa _(V+, A+, F-) =g+q ₁ +q ₂ *1,15-q ₃ *0.862+0,69*q ₅	-2459.327	-733.738	1590.1046	68.493
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+q ₃ *0.862+0,69*q ₅	-2694.810	-519.133	1599.2701	149.781
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-2401.194	-619.813	1504.1363	128.165
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb _(V+, A+, F-) =g+q ₁ +q ₂ *0.862-q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-2097.982	-919.613	1504.1363	25.206
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-1901.968	-583.368	1238.594	180.636
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc _(V+, A+, F-) =g+q ₁ +q ₂ *0.862-q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-1598.755	-883.167	1238.594	70.984
SLU.4-GEO-gr2b-IVa _(V+, A+, C) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₄ *1,15+0,69*q ₅	-2326.786	-693.384	1504.1364	100.098
SLU.4-GEO-gr2b-IVb _(V+, A+, C) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₄ *1,15+0,69*q ₅	-2249.588	-769.713	1504.1363	74.053
SLU.4-GEO-gr2b-IVc _(V+, A+, C) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₄ *1,15+0,69*q ₅	-1736.241	-735.076	1232.4837	125.646

1.1.7.6 Sisma SLV

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
(STR) SISMA LONGITUDINALE	-2469.887	-674.645	-1572.266	773.991
(STR) SISMA TRASVERSALE	-1870.683	-1273.849	-1572.266	562.071
(STR) SISMA VERTICALE	-2410.738	-1349.475	-1880.1065	322.047

1.1.8 Azioni sui pali – metodo tridimensionale

Si riportano di seguito i valori del massimo carico assiale, del massimo taglio e del massimo momento flettente ottenuti sul singolo palo dall'analisi effettuata con il modello tridimensionale.

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Hmax (kN)	Mmax (kN)
RAR -gr2a- IIIc (V+, A+, F+)	-1870	-610	320	450
FR 2b (A+, F+)	-2140	-810	200	260
SLU .3-gr2a-IIIc _(V+, A+, F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2560	-800	420	550
SLU .1-gr1-IIb _(V+, A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,35+0,9*q ₅	-3040	-1000	190	230
SLU.3-GEO -gr2a-IIIa _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+q ₃ *0.862+0,69*q ₅	-2630	-560	260	380
SISMA LONGITUDINALE	-2700	60	730	1300

4.1 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Nel presente paragrafo, vengono calcolate le sollecitazioni sui vari elementi strutturali componenti il complesso spalla. I calcoli riportati vengono eseguiti con riferimento a schemi di carico semplificati e comunque cautelativi al fine del dimensionamento delle sezioni significative.

1.1.9 Paraghiaia

Per il calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali, si considera il funzionamento a mensola verticale incastrata nella fondazione.

Si considera inoltre il funzionamento a mensola orizzontale incastrata nel risvolto, per il dimensionamento della sezione orizzontale di attacco con il risvolto .

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato e con azione frenante concentrata sulla sommità del paraghiaia. Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante data da un'asse da 30 t costituenti il $Q_{1,k}$, ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del $Q_{1,k}$ aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia.

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nella platea, nello schema di mensola verticale di altezza pari a :
h= 3.00m.

1.1.9.1 Sezione d'incastro sulla platea

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

$p_a=$	38,37	kN/m ²
$p_b=$	14,57	kN/m ²
$M=$	234,07	kNm/m
$T=$	133,67	kN/m
$N=$	37,50	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE FR

$a=$	28,77	kN/m ²
$M=$	183,76	kNm/m
$T=$	46,53	kN/m
$N=$	37,50	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE Qp

$M=$	32,83	kNm/m
------	-------	-------

$$T = 32,83 \text{ kN/m}$$

$$N = 37,50 \text{ kN/m}$$

STATO LIMITE ULTIMO

$$p_a = 51,79 \text{ kN/m}^2$$

$$p_b = 19,67 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 294,30 \text{ kNm/m}$$

$$T = 173,22 \text{ kN/m}$$

$$N = 37,50 \text{ kN/m}$$

CONDIZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti alla base del paraghiaia dovute ai vari contributi, sono di seguito esplicitate:

Inerzia paraghiaia:		(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
$M_{I=paraghiaia} = (hp/2) / (lf - sr^2) =$	22,53	kNm/m		
$N = (\text{Peso paraghiaia}) / lf =$	37,50	kN/m		
$T = (\text{paraghiaia}) / (lf - sr^2) =$	15,02	kN/m		
	22,53		37,50	15,02

Spinta terre:				
$P_{max} = gt * hp * K =$	13,57	kN/m ²		
$M_{incastro} = P_{max} * Ht^2 / 6 =$	20,35	kNm/m		
$T = P_{max} * Ht / 2 =$	20,35	kN/m		
	20,35		0,00	20,35

Incremento dinamico della spinta:				
$M_{incastro} = T_{incremento\ dinamico} * hp / H_{tot} * hp / 2 =$	33,51	kNm/m		
$T = T_{incremento\ dinamico} * hp / H_{tot} =$	22,34	kN/m		
	33,51		0,00	22,34

Totali	76,38	37,50	57,71
--------	-------	-------	-------

1.1.9.2 Sezione d'incastro sul risvolto

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nel risvolto, sollecitata dalle azioni trasmesse dal risvolto, nello schema di mensola orizzontale di lunghezza pari alla somma delle lunghezze del risvolto e dell'orecchia:

$$L = 3.80 + 3.00 = 6.80\text{m}$$

posizionata ad una altezza dall'estradosso platea pari a:

$$h = 3.00/2 = 1.50\text{m}.$$

Le azioni trasmesse dalla terreno sul risvolto determinano uno stato di tensoflessione sulla sezione di estremità del paraghiaia.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

p=	26.00	kN/m ²
M=	654.00	kNm/m
N=	179.00	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE FR

p=	22.46	kN/m ²
M=	558.30	kNm/m
N=	152.78	kN/m

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE Qp

p=	11.00	kNm/m
M=	272.00	kNm/m
N=	75.00	kN/m

STATO LIMITE ULTIMO

p=	35.10	kN/m ²
M=	882.50	kNm/m
N=	241.50	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti alla base del paraghiaia dovute ai vari contributi, sono di seguito esplicitate:

a 0,5*ho= 1,500 m

	M	N	T
	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
Inerzia risvolto:			
$M_{\text{incastro fusto}} = 25 \cdot a r^2 \cdot s_o \cdot S \cdot a g / g \cdot g_i \cdot ((l_o + l_r)^2 / 2) / h_o =$	854,74		
$T = (25 \cdot a r^2 \cdot s_o \cdot S \cdot a g / g \cdot g_i) / h_o =$		38,51	
	854,74		38,51

Spinta terre:

$P_{\text{max}} = g_t \cdot (h_{\text{calc}}) \cdot K =$	6,33	kN/m ²
$M_{\text{incastro}} = P_{\text{max}} \cdot (l_r + l_o)^2 / 2 =$	146,37	kNm/m

$T=P_{max} \cdot (l_r+l_o)=$	43,05 kN/m	146,37	43,05
------------------------------	------------	---------------	--------------

Incremento dinamico della spinta:

$DP_d=0,5 \cdot (K-k_a) \cdot g_t \cdot (h_r+h_{rs1}) \cdot g_i=$	15,41 kN/m		
$M_{l_{incastro}}=DP_d \cdot (l_r+l_o)^2/2=$	356,18 kNm/m		
$T=DP_d \cdot (l_r+l_o)=$	104,76 kN/m	356,18	104,76

Totale muro Sotto Sisma		
M	N	T
(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
1357,29		186,32

1.1.10 Muri di risvolto

Per il calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali, si considera il funzionamento a mensola verticale incastrata nella fondazione. Si eseguono due calcoli distinti: il primo valido per la sezione corrente del muro di risvolto e il secondo valido per la sezione terminale in corrispondenza dell'attacco dell'orecchia.

Per il calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali, si considera il funzionamento a mensola orizzontale incastrata nel paraghiaia.

1.1.10.1 Calcolo nello schema di mensola verticale incastrata alla base (sezione corrente)

Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nella platea, nello schema di mensola verticale di altezza pari a :
h= 4.10m.

STATO LIMITE ULTIMO

Pressione alla base=	56,011	kN/m ²
Pressione alla sommità=	51,793	kN/m ²
Momento alla base=	447,137	kNm/m
Taglio alla base=	220,998	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,750	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Pressione alla base=	41,490	kN/m ²
Pressione alla sommità=	38,365	kN/m ²
Momento alla base=	331,212	kNm/m
Taglio alla base=	163,702	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,750	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Pressione alla base=	38,60	kN/m ²
Pressione alla sommità=	28,77	kN/m ²
Momento alla base=	269,36	kNm/m

Taglio alla base=	138,11	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,75	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

palla base=	29,91	kN/m ²
p in sommità=	0,00	kN/m ²
Momento alla base=	83,81	kNm/m
Taglio alla base=	61,32	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,75	kN/m

CONDIZIONI SISMICHE

	M	N	T
	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
Inerzia risolto:			
$M_{\text{incastro base}} = ((1^\circ \text{ base})/2 * hr/2 + 25 * ar^2 * so * S * ag/g * gi * (yar^2 + hr))/lr =$	184,9 kNm/1 m	92,86	kNm/(b(m)) = 1,5
$N = (\text{Peso proprio risolto} + \text{orecchia}) =$ altezza risolto = 4,61 m	80,68 kN/m	121,01	
$T = ((1^\circ \text{ base})/2 + 25 * ar^2 * so * S * ag/g * gi)/lr =$	53,60 kN/m	40,29	kN/(b(m)) = 1,5
	184,91	80,68	53,60
Spinta terre:			
$P_{\text{max}} = gt * (hr + hrs) * K =$	20,85	kN/m ²	
$M_{\text{incastro}} = P_{\text{max}} * (hr + hrs^2)/2 =$	73,84	kNm/m	
$T = P_{\text{max}} * (hf + hrs^2)/2 =$	48,05	kN/m	
	73,84	0,00	48,05
Incremento dinamico della spinta:			
$DPd = 0,5 * (K - ka) * gt * (hr + hrs^1)^2 * gi =$	57,34	kN/m	0 " =pa" 2 kN/m ² 12,4377 kN/m ² 8 " =pb" 2
$M_{\text{incastro}} = DPd * (hr + hrs^1)/2 =$	132,1	kNm/6 m	
$T = DPd =$	57,34	kN/m	

Totale muro Sotto Sisma		
M	N	T
(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
390,92	80,68	158,99

1.1.10.2 Calcolo nello schema di mensola verticale incastrata alla base (sezione attacco orecchia)

Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m^2 ;

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nella platea, nello schema di mensola verticale di altezza pari a :
 $h = 4.10\text{m}$.

Si considera che l'azione indotta dalle spinta sull'orecchia sia assorbita dalle armature presenti nei primi 1.50m di sviluppo del risvolto

STATO LIMITE ULTIMO

Momento alla base=	1293,421	kNm/m
Taglio alla base=	755,116	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Momento alla base=	958,089	kNm/m
Taglio alla base=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Momento alla base=	812,851	kNm/m
Taglio=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

Momento alla base=	377,136	kNm/m
Taglio=	275,95	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

Momento alla base=	1405.04	kNm/m
Taglio=	612.81	kN/m
Sforzo normale alla base=	363.04	kN/m

1.1.10.3 Calcolo nello schema di mensola orizzontale (attacco paraghiaia)

Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m^2 ;

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nel paraghiaia, nello schema di mensola orizzontale di lunghezza pari alla somma delle lunghezze del risvolto e dell'orecchia:

$$L = 4.05 + 3 = 7.05$$

posizionata ad una altezza dall'estradosso platea pari a :

$$h = 4.10/2 = 2.05\text{m}.$$

STATO LIMITE ULTIMO

Momento alla base=	1293,421	kNm/m
Taglio alla base=	755,116	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Momento alla base=	958,089	kNm/m
Taglio alla base=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Momento alla base=	812,851	kNm/m
Taglio=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

Momento alla base=	377,136	kNm/m
Taglio=	275,95	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

a 0,5*ho= 2,050 m

M	N	T
---	---	---

Inerzia risolto:

(kNm/m) (kN/m) (kN/m)

$$M_{\text{incastro fusto}} = 25 \cdot a^2 \cdot s_0 \cdot S \cdot a g / g \cdot g_i \cdot ((l_o + l_r)^2 / 2) / h_o = 665,99 \text{ kNm/m}$$

$$T = (25 \cdot a^2 \cdot s_0 \cdot S \cdot a g / g \cdot g_i) / h_o = 26,80 \text{ kN/m}$$

665,99 26,80

Spinta terre:

$$P_{\text{max}} = g_t \cdot (h_{\text{calc}}) \cdot K = 9,27 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{incastro}} = P_{\text{max}} \cdot (l_r + l_o)^2 / 2 = 230,37 \text{ kNm/m}$$

$$T = P_{\text{max}} \cdot (l_r + l_o) = 65,35 \text{ kN/m}$$

230,37 65,35

Incremento dinamico della spinta:

$$DP_d = 0,5 \cdot (K - k_a) \cdot g_t \cdot (h_r + h_{r1}) \cdot g_i = 23,34 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{incastro}} = DP_d \cdot (l_r + l_o)^2 / 2 = 579,97 \text{ kNm/m}$$

$$T = DP_d \cdot (l_r + l_o) = 164,53 \text{ kN/m}$$

579,97 164,53

Totale muro Sotto Sisma		
M	N	T
(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
1476,34		256,68

4.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili (fondazione):

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

ambiente aggressivo ed armature poco sensibili (elevazione):

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a

$$\sigma_c < 0.45 f_{ctk};$$

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a

$$\sigma_c < 0.60 f_{ctk}, \text{ mentre quelle dell'acciaio } \sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Le verifiche sono eseguite utilizzando le massime sollecitazioni ricavate nei paragrafi precedenti, lievemente arrotondate a favore di sicurezza.

1.1.11 Paragliaia

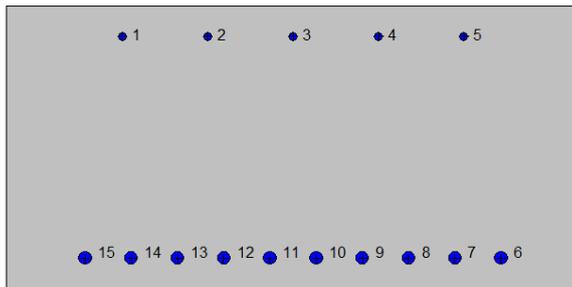
1.1.11.1 Sezione attacco alla platea

La verifica viene eseguita su una sezione avente le caratteristiche seguenti:

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	50.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1 Φ 22/10"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 16/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.11.1.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

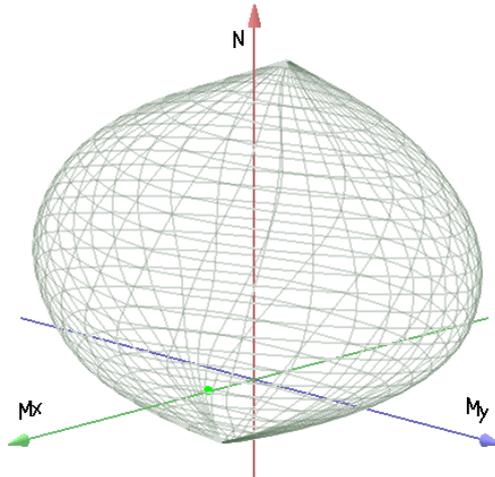
R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1880,9	211,1	0,0	Completamente tesa
10699,6	-211,1	0,0	Completamente compressa
0,0	602,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-178,9	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	682,6	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-682,6	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	37,5	300,0	0,0	P	77,1	617,0	0,0	0,490	OK
				M	7939,2	299,8	0,0	0,000	
				N	37,5	609,8	0,0	0,490	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	37,5	300,0	0,0	P	77,1	617,0	0,0	0,490	OK
1	37,5	300,0	0,0	M	7939,2	299,8	0,0	0,000	OK
1	37,5	300,0	0,0	N	37,5	609,8	0,0	0,490	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	250,0	0,0	37,5	-6911,0	0,35	164877,1	0,46

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0,40$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	200,0	0,0	37,5	0.12	0,29

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $WkL = 0,30$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	40,0	0,0	37,5	-1159,1	0,08	0.00	0,00

1.1.11.1.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	200	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	37,5	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	45,00	cm
Asl	38	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	45,00	gradi
$ctg\theta$	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
Asw	4,52	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0763	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	275,227	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

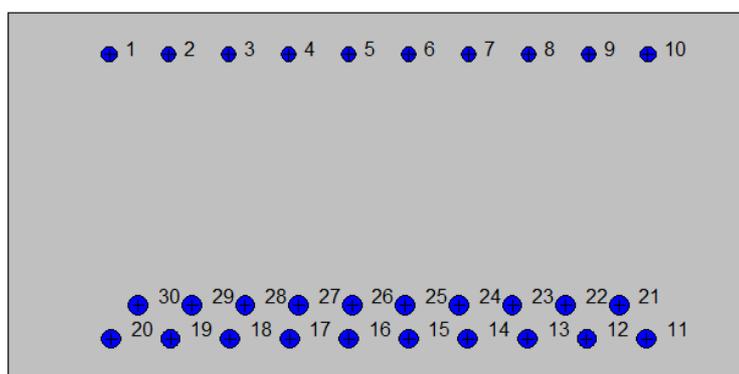
1.1.11.2 Sezione verticale di attacco al risvolto

La verifica viene eseguita su una sezione avente le caratteristiche seguenti:

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	50.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1 Φ 26/10"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	1 Φ 26/10"
Copriferro 2° strato c_1 (cm)	9.00
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 20/10"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.11.2.1 Verifica a tensoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	13,6	44,5	3,1	no
2	21,7	44,5	3,1	no
3	29,8	44,5	3,1	no
4	37,9	44,5	3,1	no
5	46,0	44,5	3,1	no
6	54,0	44,5	3,1	no
7	62,1	44,5	3,1	no
8	70,2	44,5	3,1	no
9	78,3	44,5	3,1	no
10	86,4	44,5	3,1	no
11	86,2	5,8	5,3	no
12	78,1	5,8	5,3	no
13	70,1	5,8	5,3	no
14	62,1	5,8	5,3	no
15	54,0	5,8	5,3	no
16	46,0	5,8	5,3	no
17	37,9	5,8	5,3	no
18	29,9	5,8	5,3	no
19	21,9	5,8	5,3	no
20	13,8	5,8	5,3	no
21	82,5	10,3	5,3	no
22	75,3	10,3	5,3	no
23	68,0	10,3	5,3	no

24	60,8	10,3	5,3	no
25	53,6	10,3	5,3	no
26	46,4	10,3	5,3	no
27	39,2	10,3	5,3	no
28	32,0	10,3	5,3	no
29	24,7	10,3	5,3	no
30	17,5	10,3	5,3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:**Calcestruzzo classe: C32/40**R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

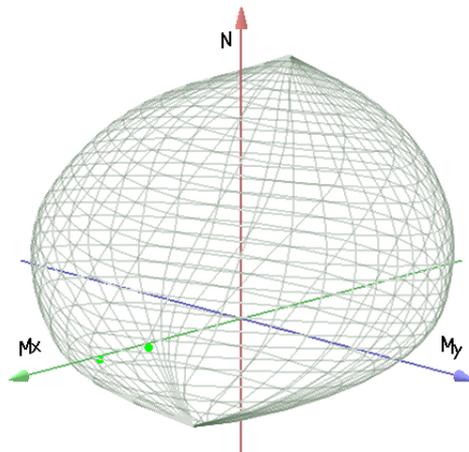
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450Cf_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-5384,4	464,6	0,0	Completamente tesa
14203,2	-464,6	0,0	Completamente compressa
0,0	1426,1	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-548,6	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	1512,7	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-1512,7	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	-250,0	890,0	0,0	P	-390,6	1390,6	0,0	0,640	OK
				M	-3329,1	890,7	0,0	0,070	
				N	-250,0	1404,4	0,0	0,630	
5	-190,0	1360,0	0,0	P	-196,9	1409,3	0,0	0,960	OK
				M	-666,1	1360,2	0,0	0,280	
				N	-190,0	1409,9	0,0	0,960	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
5	-190,0	1360,0	0,0	P	-196,9	1409,3	0,0	0,960	OK
5	-190,0	1360,0	0,0	M	-666,1	1360,2	0,0	0,280	OK
5	-190,0	1360,0	0,0	N	-190,0	1409,9	0,0	0,960	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	660,0	0,0	-180,0	-12557,5	0,63	203752,5	0,57

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	560,0	0,0	-155,0	0.16	0,41

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	280,0	0,0	-80,0	-5320,9	0,36	0.06	0,20

1.1.12 Risolto

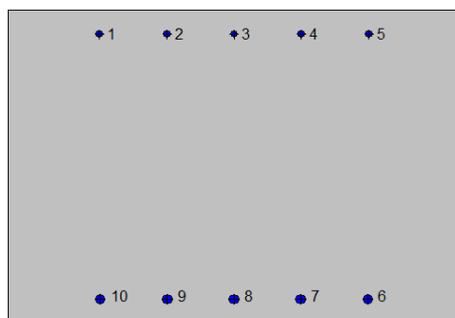
1.1.12.1 Sezione di attacco alla fondazione – sezione corrente

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	70.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ22/20"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 16/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.12.1.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/m³

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

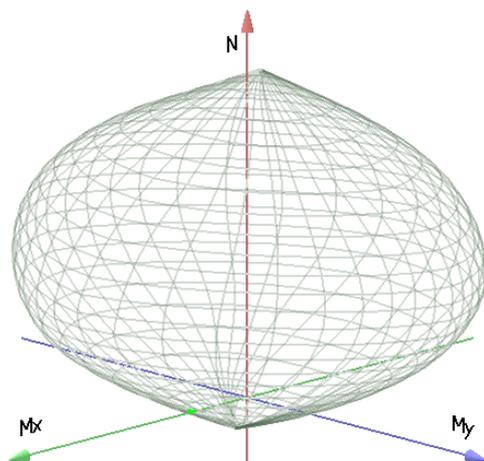
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/m³

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1137,1	101,8	0,0	Completamente tesa
13483,4	-101,8	0,0	Completamente compressa
0,0	462,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-256,8	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	497,3	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-497,3	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	70,0	450,0	0,0	P	75,5	485,7	0,0	0,930	OK
				M	11369,4	449,6	0,0	0,010	
				N	70,0	484,0	0,0	0,930	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	70,0	450,0	0,0	P	75,5	485,7	0,0	0,930	OK
1	70,0	450,0	0,0	M	11369,4	449,6	0,0	0,010	OK
1	70,0	450,0	0,0	N	70,0	484,0	0,0	0,930	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	340,0	0,0	71,0	-6581,0	0,33	284990,1	0,79

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	

3 OK 270,0 0,0 71,0 0.18 0,46

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	90,0	0,0	71,0	-1784,6	0,12	0.00	0,00

1.1.12.1.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	250	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	71	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	65,00	cm
A_{sl}	38	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	45,00	gradi
$ctg\theta$	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
A_{sw}	4,52	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,1027	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	331,935	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

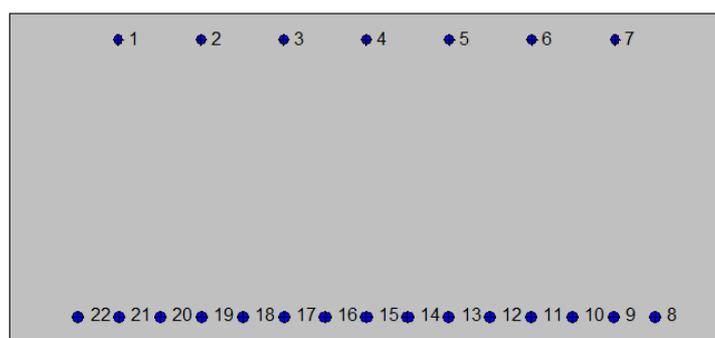
1.1.12.2 Sezione di attacco alla fondazione – sezione innesto orecchia

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	150.0
Altezza h (cm)	70.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1 Φ 26/10"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 20/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.12.2.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,9	64,5	3,1	no
2	40,3	64,5	3,1	no
3	57,6	64,5	3,1	no
4	75,0	64,5	3,1	no
5	92,4	64,5	3,1	no
6	109,8	64,5	3,1	no
7	127,1	64,5	3,1	no
8	135,5	5,8	4,5	no
9	126,9	5,8	4,5	no
10	118,3	5,8	4,5	no
11	109,6	5,8	4,5	no
12	100,9	5,8	4,5	no
13	92,3	5,8	4,5	no
14	83,7	5,8	4,5	no
15	75,0	5,8	4,5	no
16	66,3	5,8	4,5	no
17	57,7	5,8	4,5	no
18	49,1	5,8	4,5	no
19	40,4	5,8	4,5	no
20	31,8	5,8	4,5	no
21	23,1	5,8	4,5	no
22	14,4	5,8	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:**Calcestruzzo classe: C32/40**Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

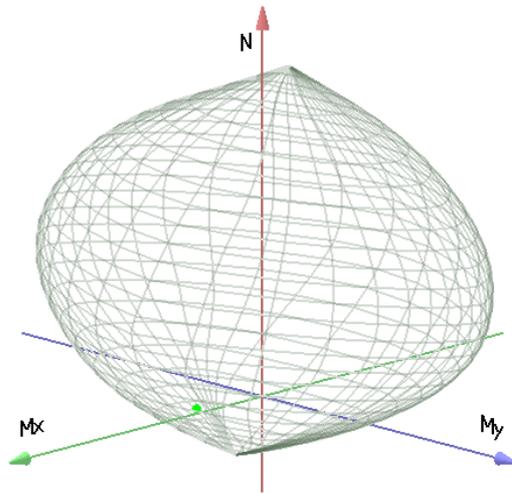
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450Cfyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-3515,9	521,5	0,0	Completamente tesa
22035,2	-521,5	0,0	Completamente compressa
0,0	1590,6	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-546,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2031,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2031,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	320,0	1410,0	0,0	P	419,9	1705,7	0,0	0,760	OK
				M	15046,5	1300,1	0,0	0,020	
				N	320,0	1678,7	0,0	0,770	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	320,0	1410,0	0,0	P	419,9	1705,7	0,0	0,760	OK
1	320,0	1410,0	0,0	M	15046,5	1300,1	0,0	0,020	OK
1	320,0	1410,0	0,0	N	320,0	1678,7	0,0	0,770	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	960,0	0,0	320,0	-9069,2	0,46	227586,5	0,63

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	815,0	0,0	320,0	0,22	0,54

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	380,0	0,0	320,0	-3741,0	0,19	0,00	0,00

1.1.12.2.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	760	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	320	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	65,00	cm
A_{sl}	79,65	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
A_{sw}	3,16	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,3093	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	585,092	kN
$V_{Rd,min}$	419,450	kN
$\rho_{sw,min}$	0,001006	
$s_{l,max}$	48,75	cm
$A_{sw,min}$	7,354	cm ² / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	2790,102	kN
V_{Rsd}	904,271	kN
V_{Rd}	904,271	kN

La verifica è soddisfatta considerando 2 staffe a due braccia $\Phi 10/70 \times 20$ a taglio.

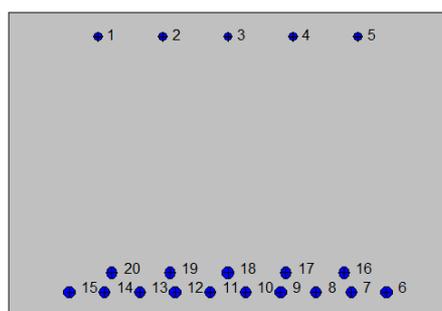
1.1.12.3 Sezione verticale di attacco al paragliaia

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	70.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ26/10"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	1Φ26/20"
Copriferro 2° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 20/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.12.3.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	20,3	64,5	3,1	no
2	35,2	64,5	3,1	no
3	50,0	64,5	3,1	no
4	64,8	64,5	3,1	no
5	79,7	64,5	3,1	no
6	86,2	5,8	5,3	no
7	78,1	5,8	5,3	no
8	70,1	5,8	5,3	no
9	62,1	5,8	5,3	no
10	54,0	5,8	5,3	no
11	46,0	5,8	5,3	no
12	37,9	5,8	5,3	no
13	29,9	5,8	5,3	no
14	21,9	5,8	5,3	no
15	13,8	5,8	5,3	no
16	76,5	10,3	5,3	no
17	63,2	10,3	5,3	no
18	50,0	10,3	5,3	no
19	36,8	10,3	5,3	no
20	23,5	10,3	5,3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

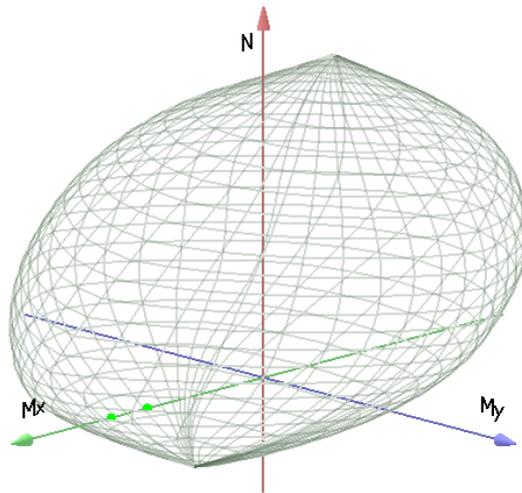
Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 εuk (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-3731,0	681,9	0,0	Completamente tesa
16077,2	-681,9	0,0	Completamente compressa
0,0	1737,8	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-431,7	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	1186,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-1186,1	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	1130,0	0,0	P	0,0	1737,8	0,0	0,650	OK

				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1737,8	0,0	0,650	
5	0,0	1480,0	0,0	P	0,0	1737,8	0,0	0,850	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1737,8	0,0	0,850	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
5	0,0	1480,0	0,0	P	0,0	1737,8	0,0	0,850	OK
1	0,0	1130,0	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
5	0,0	1480,0	0,0	N	0,0	1737,8	0,0	0,850	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	840,0	0,0	0,0	-9992,8	0,50	202951,1	0,56

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	720,0	0,0	0,0	0.17	0,42

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	640,0	0,0	235,0	-7949,8	0,53	0.13	0,43

1.1.12.3.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	270	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	65,00	cm
A_{sl}	79,65	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
A_{sw}	3,16	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	539,854	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

1.1.13 Pali di fondazione

Si considera una sezione di verifica avente le seguenti caratteristiche:

diametro $\Phi=120\text{cm}$

armatura 24 $\Phi 26$

copriferro $c=7.50\text{cm}$

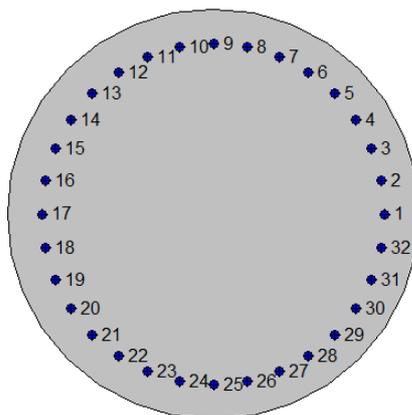
staffe a spirale $\Phi 16/7.5$

Le verifiche vengono condotte con le sollecitazioni flettenti e di taglio massime relative a ciascun stato limite, associate rispettivamente al massimo e al minimo sforzo assiale, in base alla tabella delle sollecitazioni in testa al singolo palo ottenuta dall'analisi della palificata. Tali sollecitazioni di verifica vengono riassunte di seguito.

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Hmax (kN)	Mmax (kN)
RAR-gr2a-IIIc (V+, A+,F+)	-1870	-610	320	450
FR2b (A+,F+)	-2140	-810	200	260
SLU.3-gr2a-IIIc_(V+, A+, F+) $F_{+j}=g*1,35+q_1*1,35+q_2*1,013+q_3*1,35+0,9*q_5$	-2560	-800	420	550
SLU.1-gr1-IIb_(V+, A+, F+) $A_{+j}=g*1,35+q_1*1,35+q_2*1,35+0,9*q_5$	-3040	-1000	190	230
SISMA LONGITUDINALE	-2700	60	730	1300

1.1.13.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	110.0	60.0	5.3	no
2	109.0	69.8	5.3	no
3	106.2	79.1	5.3	no
4	101.6	87.8	5.3	no
5	95.4	95.4	5.3	no
6	87.8	101.6	5.3	no
7	79.1	106.2	5.3	no
8	69.8	109.0	5.3	no
9	60.0	110.0	5.3	no

10	50.2	109.0	5.3	no
11	40.9	106.2	5.3	no
12	32.2	101.6	5.3	no
13	24.6	95.4	5.3	no
14	18.4	87.8	5.3	no
15	13.8	79.1	5.3	no
16	11.0	69.8	5.3	no
17	10.0	60.0	5.3	no
18	11.0	50.2	5.3	no
19	13.8	40.9	5.3	no
20	18.4	32.2	5.3	no
21	24.6	24.6	5.3	no
22	32.2	18.4	5.3	no
23	40.9	13.8	5.3	no
24	50.2	11.0	5.3	no
25	60.0	10.0	5.3	no
26	69.8	11.0	5.3	no
27	79.1	13.8	5.3	no
28	87.8	18.4	5.3	no
29	95.4	24.6	5.3	no
30	101.6	32.2	5.3	no
31	106.2	40.9	5.3	no
32	109.0	50.2	5.3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:**Calcestruzzo classe: C20/25**Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 250 daN/cm²fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 207 daN/cm²fctm (resistenza a trazione media) = 23 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 134754 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 301850 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

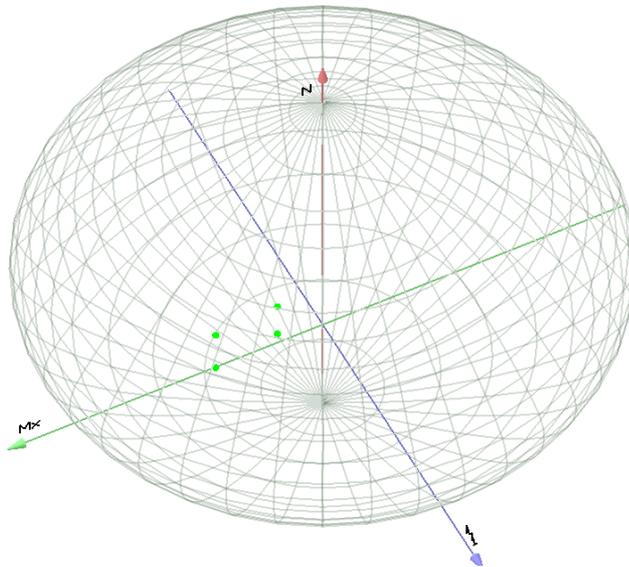
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450Cfyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-6648.2	0.0	0.0	Completamente tesa
19005.8	0.0	0.0	Completamente compressa
0.0	2710.4	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-2710.4	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	2710.4	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-2710.4	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	3040.0	550.0	0.0	P	12440.5	2250.7	0.0	0.240	OK
				M	17557.1	549.4	0.0	0.170	
				N	3040.0	3280.8	0.0	0.170	
2	732.0	550.0	0.0	P	4501.3	3382.1	0.0	0.160	OK
				M	17557.1	549.4	0.0	0.040	
				N	732.0	2893.1	0.0	0.190	
7	2700.0	1300.0	0.0	P	6839.8	3293.3	0.0	0.390	OK
				M	15567.6	1299.4	0.0	0.170	
				N	2700.0	3239.8	0.0	0.400	
8	-60.0	1300.0	0.0	P	-123.6	2677.6	0.0	0.480	OK
				M	-3944.8	1300.8	0.0	0.010	
				N	-60.0	2694.5	0.0	0.480	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
8	-60.0	1300.0	0.0	P	-123.6	2677.6	0.0	0.480	OK
1	3040.0	550.0	0.0	M	17557.1	549.4	0.0	0.170	OK
8	-60.0	1300.0	0.0	N	-60.0	2694.5	0.0	0.480	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 12420.0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000.0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
-----	----	----	---	------------	------------------------	------------	------------------------

n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	450.0	0.0	2160.0	-3636.1	0.29	-49336.6	0.14
4 OK	450.0	0.0	610.0	-3300.8	0.27	50032.1	0.14

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0.40$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	260.0	0.0	2140.0	0.00	0.00
6 OK	260.0	0.0	810.0	0.00	0.00

1.1.13.2 Verifiche a taglio

Verifica con T_{max} e N_{min}

V_{sdu}	1050	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-350	kN
R_{ck}	30	N/mm^2
f_{ck}	25	N/mm^2
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
Φ	120	cm
bw	108,00	cm
he	74,67	cm
d	66,67	cm
A_{sl}	170	cm^2
c	8,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	45,00	gradi
$ctg\theta$	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
A_{sw}	4,02	cm^2
passo staffe	7,5	cm
f_{cd}	14,167	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	-0,4386	N/mm^2
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	365,894	kN
$V_{Rd,min}$	195,250	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000889	
$s_{l,max}$	50,00	cm
$A_{sw,min}$	4,800	$cm^2/s_{l,max}$

<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	2224,123	kN
V_{Rsd}	1258,536	kN
V_{Rd}	1258,536	kN

La verifica è soddisfatta considerando staffe a spirale $\Phi 16/7.5$

4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono rimandate alla relazione geotecnica di riferimento.

5. CALCOLO SPALLA B

Il dimensionamento delle spalle B e C viene eseguito analizzandole separatamente, e ipotizzando che le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato vengono ripartite secondo il seguente schema cautelativo.

In conseguenza della ridotta rigidità della spalla B rispetto alla spalla C, le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture vengono per la maggior parte assorbite dalla spalla C. Rimanendo a favore di sicurezza, il dimensionamento dei due elementi verrà eseguito secondo le seguenti percentuali di ripartizione:

Spalla B: 50%

Spalla C: 100%

In questo modo si ha la garanzia che entrambe le spalle siano dimensionate per una azione sicuramente non inferiore rispetto a quella che effettivamente sarà presente durante la vita della struttura.

La presenza dell'impalcato solidarizzato alle spalle sarà tenuto in conto applicando, in sommità alle spalle, il momento indotto dai carichi di seconda fase (permanenti portati e accidentali) sull'impalcato stesso, assumendo lo schema cautelativo di incastro perfetto.

5.1 CALCOLO DELLA STRUTTURA

Si riportano di seguito le verifiche delle strutture costituenti la spalla in parola. Esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

La spalla B è costituita da un setto in elevazione in conglomerato cementizio armato di sviluppo in pianta pari a 35,10 m, altezza in elevazione variabile da 5,70 m a 5,30 m e spessore variabile da 2,05 in testa palo a 0,85 m in sommità.

Il setto viene fondato su una paratia di pali in conglomerato cementizio armato ϕ 1200 mm ad interasse tra loro pari a 1,43 m e lunghezza pari a 32,0 m.

Il setto è soggetto alle azioni scaricate dalle due travi che poggiano su di esso. Si riporta nella figura di seguito la sezione significativa della spalla in parola.

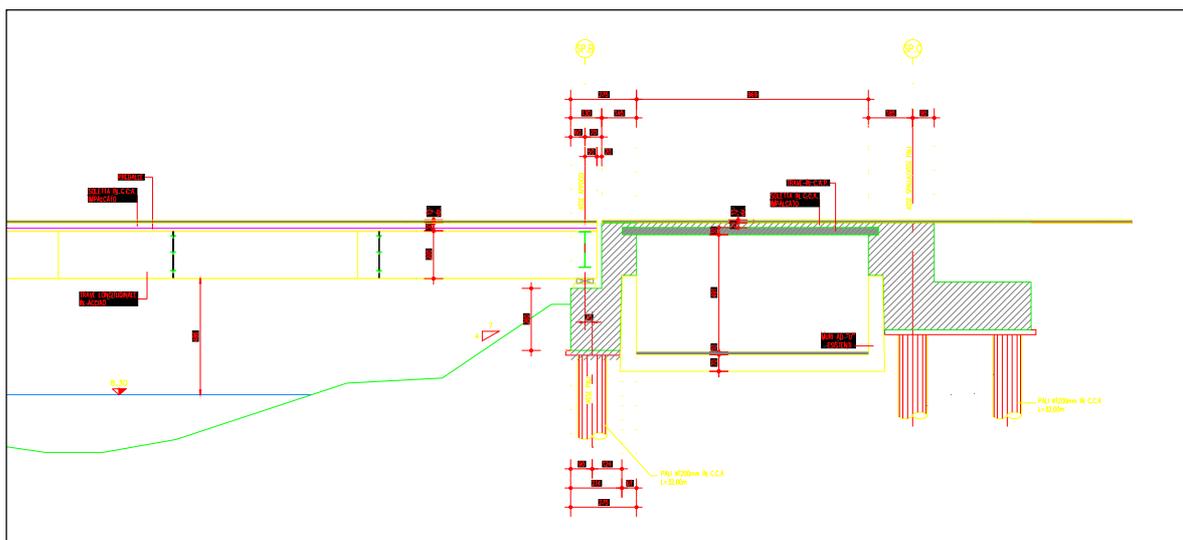


Figura 1. Sezione tipologica

5.2 Codice di calcolo

Il calcolo tenso-deformativo delle paratia viene svolto ricorrendo ad un modello in grado di simulare in maniera verosimile l'interazione tra terreno e struttura di sostegno; in particolare si impiegherà il codice di calcolo denominato PARATIE basato sulle seguenti ipotesi di carattere generale:

1. Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
2. Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
3. Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
4. Solutore agli elementi finiti (FEM).
5. Falda introdotta definendo le quote piezometriche di valle e di monte (che possono essere modificate nel corso dell'analisi).
6. Tiranti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidità.
7. Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.

5.3 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

Nel seguito si descrivono le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto adottati.

La quota 0.0 di riferimento è la quota di testa palo.

Per la valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva, valutati tramite la teoria di Caquot e Kerisel (1948), si assume un angolo di attrito terreno-paratia pari a 1/2 dell'angolo di resistenza al taglio.

Tabella 2. Quadro riassuntivo stratigrafie di riferimento

Unità	Quota relativa	Falda
1	da 0.0 a -4.2 m	-2.65 m
3a	da -4.20 a -8.20 m	
4	da -8.20 a -8.60 m	
3b	da -8.60 a -11.0 m	
1/2	da -11.0 a -22.8 m	
2a	da -22.8 a -32.0 m	

Tabella 3. Parametri M1

Unità		1	3a	4	3b	1/2	2a
Peso di volume	γ_d [kN/m ³] =	18.5	18	11.5	18	19.5	19
Coesione drenata	c' [kPa] =	2.5	0	0	0	10	0
Angolo di resistenza al taglio	ϕ' [deg] =	23	23	12	22	22	33
Coefficiente di spinta a riposo	K_0 [---] =	0.609	0.609	0.792	0.625	0.625	0.455
Coefficiente di spinta attiva	K_A [---] =	0.376	0.376	0.595	0.392	0.392	0.245
Coefficiente di resistenza passiva	K_P [---] =	2.948	2.948	1.693	2.792	2.792	5.399
Modulo elastico di primo carico	E_{vc} [kPa] =	2500	3000	600	6000	8000	12500
Modulo elastico in scarico-ricarico	E_{ur} [kPa] =	3750	4500	1800	9000	12000	18750

Tabella 4. Parametri M2

Unità		1	3a	4	3b	1/2	2a
Peso di volume	γ_d [kN/m ³] =	18.5	18	11.5	18	19.5	19
Coesione drenata	c' [kPa] =	2.0	0	0	0	8	0
Angolo di resistenza al taglio	ϕ' [deg] =	18.8	18.8	9.65	17.9	17.9	27.5
Coefficiente di spinta a riposo	K_0 [---] =	0.678	0.678	0.832	0.691	0.691	0.538
Coefficiente di spinta attiva	K_A [---] =	0.448	0.448	0.655	0.463	0.463	0.311
Coefficiente di resistenza passiva	K_P [---] =	2.383	2.383	1.524	2.266	2.266	3.813
Modulo elastico di primo carico	E_{vc} [kPa] =	2500	3000	600	6000	8000	12500
Modulo elastico in scarico-ricarico	E_{ur} [kPa] =	3750	4500	1800	9000	12000	18750

5.4 Geometria dello scavo

Non è stata considerata alcuna altezza di terreno spingente sul setto.

Si trascura il contributo di resistenza offerta dalla porzione di terreno inclinato a valle del setto.

L'inclinazione del terreno a monte e valle della paratia è stata assunta pari a 0° per tutti gli strati.

Il terreno a monte e a valle della paratia è stato considerato a quota +0.0 per tutte le fasi di calcolo.

5.5 Elementi strutturali

Nel modello di calcolo i pali sono stati schematizzati con elementi trave aventi rigidezza equivalente. La rigidezza flessionale della paratia di è stata valutata riconducendosi ad una sezione equivalente rettangolare di lunghezza pari a 1,0 m.

Diametro dei pali : 1200 mm

Interasse pali: 1,43 m

Lo spessore della sezione rettangolare equivalente vale:

$$s = 0,948 \text{ m}$$

La testa della paratia è stata posta a quota +5,70 m (testa setto) mentre il piede della paratia è posta a -32,0 m da p.c. (piede pali).

La presenza dell'impalcato in cap solidarizzato alla spalla viene tenuto in conto applicando:

- un appoggio a quota baricentro impalcato (+5.35) in tutte le fasi (ad esclusione conservativamente di quella con sisma agente verso spalla A),
- i momenti indotti dai carichi di seconda fase (permanenti portati e accidentali) assumendo lo schema cautelativo di incastro perfetto.

5.6 Carichi permanenti

Si riportano di seguito i carichi permanenti caratteristici applicati al modello di calcolo. Sono considerati positivi i momenti che tendono le fibre lato canale della paratia.

1. Momento dovuto all'eccentricità del peso proprio del setto

Il setto in elevazione risulta eccentrico rispetto all'asse dei pali di 0,70 m. Il peso proprio del setto vale:
 $P_{\text{setto}} = 11 \times 25 = 275 \text{ kN/m}$

Il momento dovuto al peso proprio del setto vale:

$$M_{\text{setto}} = 275 \times 0,70 = 192,5 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +2,20 \text{ m.}$$

2. Momento dovuto ai carichi permanenti trasmessi dall'impalcato in acciaio

Si riporta di seguito il calcolo del peso per metro di sviluppo di impalcato di acciaio:

<i>Carichi da impalcato in acciaio</i>	
Spessore pavimentazione	0,1 m
Peso specifico pavimentazione	30 kN/m ³
Spessore soletta calcestruzzo	0,3 m
Peso specifico calcestruzzo	25 kN/m ³
Pressione dovuta al peso dell'impalcato in acciaio	3 kN/m ²
Pressione strutturali e permanenti portati	13,5 kN/m ²
Afferenza strutturali e permanenti portati	22 m
Peso strutturali e permanenti portati per metro di larghezza impalcato in acciaio	297 kN/m

La trave dell'impalcato in acciaio presenta eccentricità pari a 0,30 m rispetto all'asse della paratia. Per cui si ha:

$$M_{\text{perm_acciaio}} = - 300 \text{ kN/m} \times 0,30 \text{ m} = - 90 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +2,60 \text{ m.}$$

3. Momento dovuto ai carichi permanenti trasmessi dall'impalcato in cap

Si riporta di seguito il calcolo del peso per metro di sviluppo di impalcato di cap:

<i>Carichi da impalcato in calcestruzzo</i>	
Spessore pavimentazione	0,1 m
Peso specifico pavimentazione	30 kN/m ³
Spessore soletta calcestruzzo	0,5 m
Peso specifico calcestruzzo	25 kN/m ³
Pressione strutturali e permanenti portati	15,5 kN/m ²
Afferenza strutturali e permanenti portati	5,5 m
Peso strutturali e permanenti portati per metro di larghezza impalcato in calcestruzzo	85,25 kN/m

La trave dell'impalcato in cap presenta eccentricità pari a 1,70 m rispetto all'asse della paratia. Per cui si ha:

$$M_{\text{perm_cap}} = 86 \text{ kN/m} \times 1,70 \text{ m} = 174 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +5,35 \text{ m.}$$

4. Momento dovuto all'iperstaticità dell'impalcato in cap soggetto ai permanenti portati

Si riporta di seguito il valore del momento di incastro perfetto per metro di sviluppo di impalcato di cap:

$$M_{\text{perm_iper_cap}} = 20 \text{ kNm/m} / 0,60 \text{ m} = 33,4 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +5,35 \text{ m.}$$

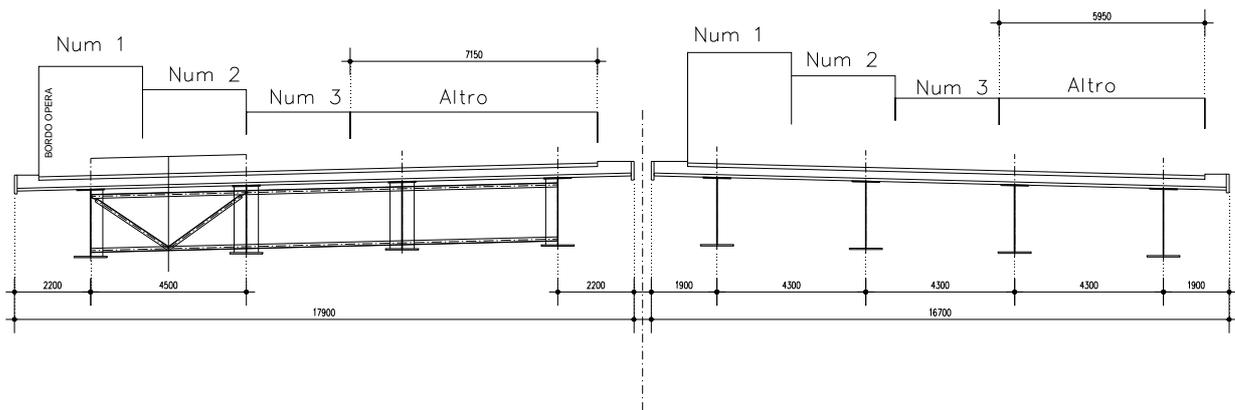
5.7 Carichi accidentali

Si riportano di seguito i carichi accidentali caratteristici applicati al modello di calcolo. Sono considerati positivi i momenti che tendono le fibre lato canale della paratia.

1. Momento dovuto ai carichi accidentali trasmessi dall'impalcato in acciaio

Si riporta di seguito il calcolo del massimo carico verticale conseguente all'applicazione dei carichi variabili da traffico su entrambe le carreggiate dell' impalcato di acciaio.

Si fa riferimento alla figura di seguito riportata in cui vengono riportate le corsie convenzionali applicate:



Carichi accidentali dovuti al traffico su impalcato acciaio

Afferenza carichi accidentali a	22 m
<i>Corsia Numero 1</i>	
Numero colonne di carico n	2
$2 \times Q_{1k}$	600 kN
q_{1k}	9 kN/m ²
Carico verticale dovuto alla Corsia 1 = $n \times (2 \times Q_{1k} + q_{1k} \times a)$	1596 kN
<i>Corsia Numero 2</i>	
Numero colonne di carico n	2
$2 \times Q_{2k}$	400 kN
q_{2k}	2,5 kN/m ²
Carico verticale dovuto alla Corsia 2 = $n \times (2 \times Q_{2k} + q_{2k} \times a)$	910 kN
<i>Corsia Numero 3</i>	
Numero colonne di carico n	2
$2 \times Q_{3k}$	200 kN
q_{3k}	2,5 kN/m ²
Carico verticale dovuto alla Corsia 3 = $n \times (2 \times Q_{3k} + q_{3k} \times a)$	510 kN

<i>Altre Corsie</i>		
Larghezza caricata L		13,10 m
q_{ik}		2,5 kN/m ²
Carico verticale dovuto alle altre Corsie = $q_{ik} \times a \times L$		720,50 kN
Carichi accidentali totali sul setto	N_{acc}	3736,5 kN

Il setto presenta sviluppo pari a 35,10 m, per cui si ha:

$$N_{accid_acc_m} = 3737 \text{ kN} / 35,10 \text{ m} = 107 \text{ kN/m}$$

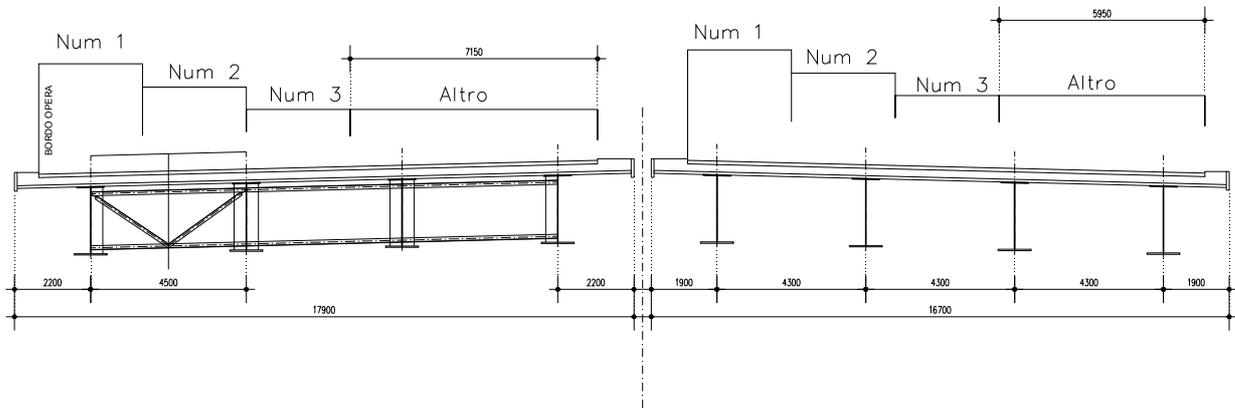
La trave dell'impalcato in acciaio presenta eccentricità pari a 0,30 m rispetto all'asse della paratia. Per cui si ha:

$$M_{accid_acciaio} = - 107 \text{ kN/m} \times 0,30 \text{ m} = - 32,1 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota +2,60 m.}$$

2. Momento dovuto ai carichi accidentali trasmessi dall'impalcato in cap

Si riporta di seguito il calcolo del massimo carico verticale conseguente all'applicazione dei carichi variabili da traffico su entrambe le carreggiate dell' impalcato di cap.

Si fa riferimento alla figura di seguito riportata in cui vengono riportate le corsie convenzionali applicate:



Carichi accidentali dovuti al traffico su impalcato cls

Afferenza carichi accidentali a	5,5 m
<i>Corsia Numero 1</i>	
Numero colonne di carico n	2
$2 \times Q_{1k}$	600 kN
q_{1k}	9 kN/m ²
Carico verticale dovuto alla Corsia 1 = $n \times (2 \times Q_{1k} + q_{1k} \times a)$	1299 kN
<i>Corsia Numero 2</i>	
Numero colonne di carico n	2
$2 \times Q_{2k}$	400 kN
q_{2k}	2,5 kN/m ²
Carico verticale dovuto alla Corsia 2 = $n \times (2 \times Q_{2k} + q_{2k} \times a)$	827,5 kN
<i>Corsia Numero 3</i>	
Numero colonne di carico n	2
$2 \times Q_{3k}$	200 kN
q_{3k}	2,5 kN/m ²
Carico verticale dovuto alla Corsia 3 = $n \times (2 \times Q_{3k} + q_{3k} \times a)$	427,5 kN
<i>Altre Corsie</i>	
Larghezza caricata L	13,10 m
q_{ik}	2,5 kN/m ²
Carico verticale dovuto alle altre Corsie = $q_{ik} \times a \times L$	180,13 kN

Carichi accidentali totali sul setto	N_{acc}	2734,1 kN
---	-----------------------------	------------------

Il setto presenta sviluppo pari a 35,10 m, per cui si ha:

$$N_{accid_cls_m} = 2735 \text{ kN} / 35,10 \text{ m} = 78 \text{ kN/m}$$

La trave dell'impalcato in cap presenta eccentricità pari a 1,70 m rispetto all'asse della paratia. Per cui si ha:

$$M_{accid_acciaio} = 78 \text{ kN/m} \times 1,70 \text{ m} = 133 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +5,35 \text{ m.}$$

Il valore assoluto del momento dovuto ai carichi accidentali da traffico sull'impalcato in cap è superiore a quello dovuto ai carichi accidentali da traffico sull'impalcato in acciaio, ed è concorde al momento dovuto ai carichi permanenti.

Di conseguenza nel modello di calcolo sulla paratia è stato applicato il momento dovuto ai carichi accidentali da traffico sul solo impalcato in cap.

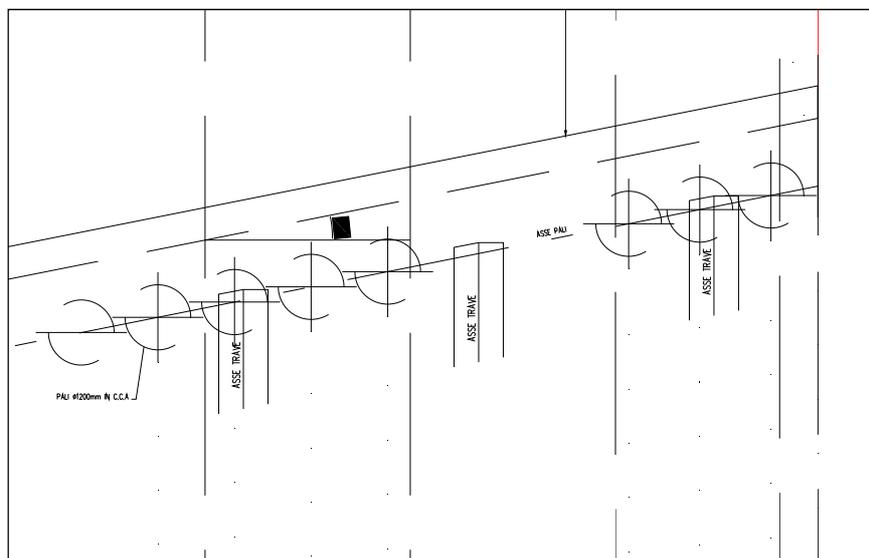
5. Momento dovuto all'iperstaticità dell'impalcato in cap soggetto ai carichi da traffico

Si riporta di seguito il valore del momento di incastro perfetto per metro di sviluppo di impalcato di cap:

$$M_{accid_iper_cap} = 165 \text{ kNm/m} / 0,60 \text{ m} = 275 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +5,35 \text{ m.}$$

6. Momento dovuto all'obliquità dell'asse dell'impalcato con l'asse della paratia in pianta

L'asse dell'impalcato non risulta ortogonale all'asse della paratia, ma presenta un angolo in pianta pari a 11°.



Di conseguenza il momento dovuto ai carichi da traffico produce un contributo flessionale sulla paratia di pali.

$$M_{\text{fless_acc}} = \Sigma M_{\text{accid}} \times \sin(11^\circ)$$

Carichi accidentali dovuti al traffico				
Afferenza carichi accidentali a	5,5 m	Eccentricità	M = N x e	
		(m)	(kNm)	
<i>Corsia Numero 1</i>				
Numero colonne di carico n	1			
2 x Q _{1k}	600 kN			
q _{1k}	9 kN/m ²			
Carico verticale dovuto alla Corsia 1 = n x (2 x Q _{1k} + q _{1k} x a)	649,5 kN	15,95	10359,53	
<i>Corsia Numero 2</i>				
Numero colonne di carico n	1			
2 x Q _{2k}	400 kN			
q _{2k}	2,5 kN/m ²			
Carico verticale dovuto alla Corsia 2 = n x (2 x Q _{2k} + q _{2k} x a)	413,75 kN	12,95	5358,063	
<i>Corsia Numero 3</i>				
Numero colonne di carico n	1			
2 x Q _{3k}	200 kN			
q _{3k}	2,5 kN/m ²			
Carico verticale dovuto alla Corsia 3 = n x (2 x Q _{3k} + q _{3k} x a)	213,75 kN	9,95	2126,813	
<i>Altre Corsie</i>				
Larghezza caricata L	7,15 m			
q _{ik}	2,5 kN/m ²			
Carico verticale dovuto alle altre Corsie = q _{ik} x a x L	98,31 kN	4,875	479,2734	
Momento totale dovuto al traffico			18323,67	
Contributo flessionale totale sulla paratia			3496,322 kNm	
Contributo flessionale per metro di sviluppo di paratia			195,32 kNm/m	

Il momento dovuto all'obliquità dell'asse dell'impalcato con l'asse della paratia in pianta vale:

$$M_{\text{accid_obliq}} = 195,3 \text{ kNm/m} \quad \text{a quota } +5,35 \text{ m.}$$

7. Forza d'attrito trasmessa dall'impalcato d'acciaio

L'impalcato d'acciaio trasmette al setto al massimo l'azione orizzontale pari all'attrito degli appoggi.

Vale:

$$F_{\text{att_acc}} = 0,05 \times 300 \text{ kN/m} = 15 \text{ kN/m} \quad \text{a quota } +2,90 \text{ m.}$$

8. Forza dovuta al frenamento sull'impalcato in cap

La forza di frenamento sull'impalcato in cap vale:

$$180 \text{ kN} < q_3 < 0,6 (2Q_{1k}) + 0,1q_{1k} w_1 L$$

Con $w_1 = 3 \text{ m}$; $L = 9 \text{ m}$ si ha:

$$q_3 = 390 \text{ kN}$$

$$F_{\text{frenatura}} = 390 \text{ kN} / 2 / 16,70 \text{ m} = 11,7 \text{ kN/m} \quad \text{a quota } +0,00 \text{ m.}$$

5.8 Carichi in condizioni sismiche

In condizioni sismiche sono stati applicati, oltre ai carichi permanenti, le azioni orizzontali associate alle inerzie delle strutture e permanenti portati.

Allo SLV risulta:

$$a_g = 0.206 \text{ g}$$

$$S_s = 1.614$$

$$a_{\text{max}} = 0.206 \text{ g} \times 1.614 = 0.34 \text{ g}$$

Da cui:

$$k_h = 0.34$$

1. Azione orizzontale dovuta all'inerzia dell'impalcato in cap

$$F_{\text{impalcato}} = 0,50 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 11 \text{ m} / 2 \times 0,34 = 23,4 \text{ kN/m} \quad \text{a quota } +5,35 \text{ m.}$$

2. Azione orizzontale dovuta all'inerzia del setto

Parte sommitale: $q_{1_setto} = 1,45 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,34 = 12,33 \text{ kPa}$

da +5,70 a quota +2,90 m.

Parte di base: $q_{2_setto} = 2,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,34 = 23,38 \text{ kPa}$

da +2,90 a quota +0,00 m.

3. Azione orizzontale dovuta all'inerzia dei pali

$q_{pali} = \pi/4 \times 1.2\text{m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 / 1,43 \text{ m} \times 0,34 = 6,73 \text{ kPa}$

da +0,00 a quota -32,00 m.

5.9 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo per l'analisi della paratia sono le seguenti.

- Fase 1. Inizializzazione geostatica;
- Fase 2. Realizzazione della paratia;
- Fase 3. Combinazione permanente;
- Fase 4. Combinazione permanente con traffico;
- Fase 5. Combinazione permanente con traffico x 0,75 e frenatura;
- Fase 6. Combinazione permanente con sisma verso spalla A;
- Fase 7. Combinazione permanente con sisma verso spalla C.

Il calcolo è stato ripetuto per le seguenti combinazioni:

- SLU STR (A1+M1): con i valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- SLU GEO (A2+M2): con parametri geotecnici abbattuti tramite i coefficienti della serie M2 e con i carichi accidentali amplificati di 1.3

5.10 Risultati del calcolo

Si riportano nel seguito i risultati dei calcoli eseguiti con il programma PARATIE, in termini di diagrammi dello spostamento, del momento flettente, del taglio per metro di sviluppo longitudinale di paratia.

Tabella 5. Principali risultati di calcolo

ELEMENTO STRUTTURALE	Risultati per m di sviluppo longitudinale
Setto in elevazione	Combinazione 1 – (A1-M1)
Spostamento massimo in esercizio, S_{max}	0,8 cm
Momento massimo permanente	255 kNm/m a 2,15 m
Momento massimo in esercizio	597 kNm/m a 5,35 m
Taglio massimo in esercizio	72 kNm/m a 2,95 m
Momento massimo in sisma	129 kNm/m a 2,15 m
Taglio massimo in sisma	88 kNm/m a 5,15 m
Pali di fondazione	Combinazione 1 – (A1-M1)
Spostamento massimo in esercizio, S_{max}	0,2 cm
Momento massimo permanente	234 kNm/m a 0,0 m
Momento massimo in esercizio	452 kNm/m a 0,0 m
Taglio massimo in esercizio	57 kN/m a 0,0 m
Momento massimo in sisma	522 kNm/m a -7,0 m
Taglio massimo in sisma	126 kN/m a -0,20 m

La resistenza passiva mobilitata risulta pari a:

- 13% allo SLU STR (A1+M1)
- 30% allo SLU GEO (A2+M2)

Nelle seguenti immagini si riportano i principali diagrammi risultanti dall'analisi.

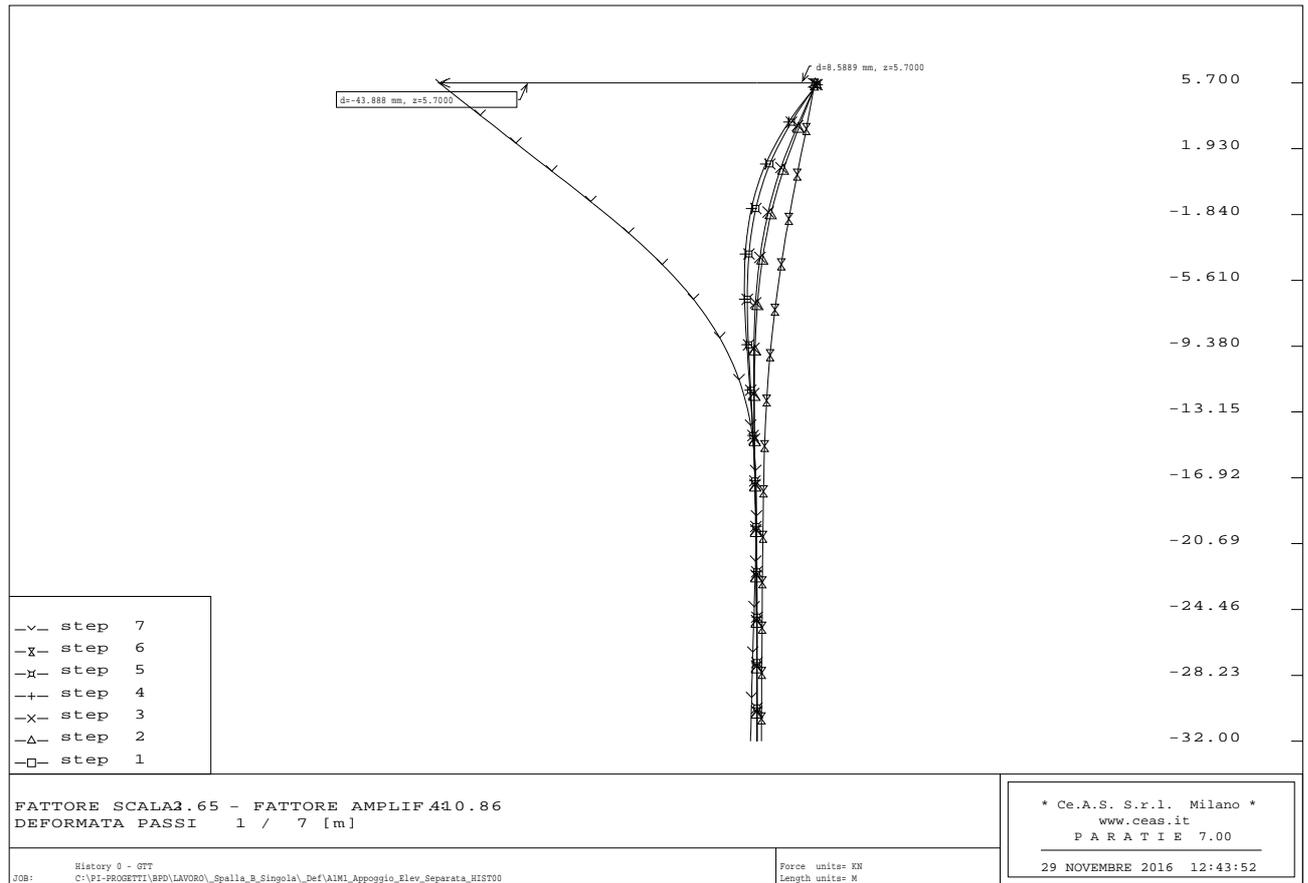


Figura 2. Spostamento – Combinazione 1

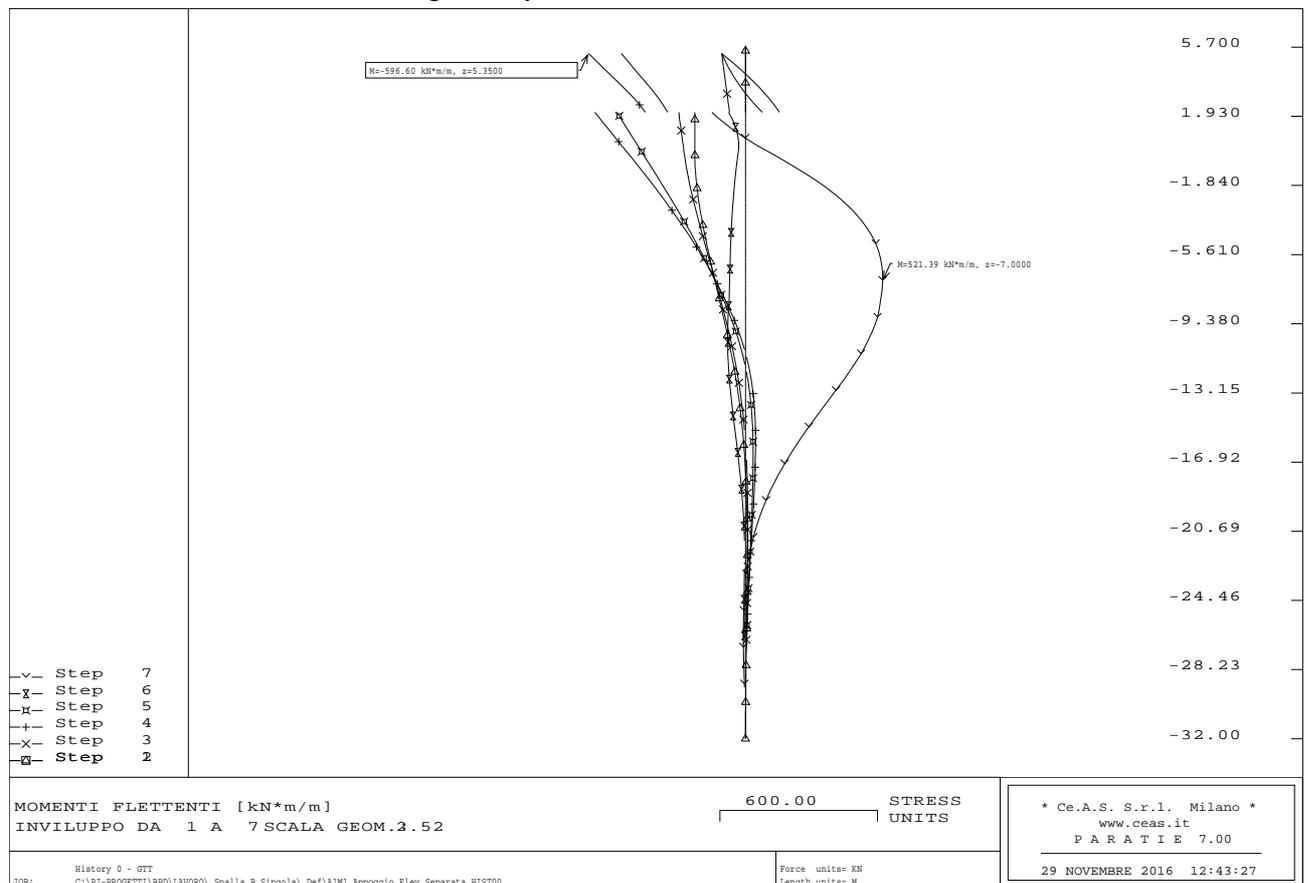


Figura 3. Momento flettente – Combinazione 1

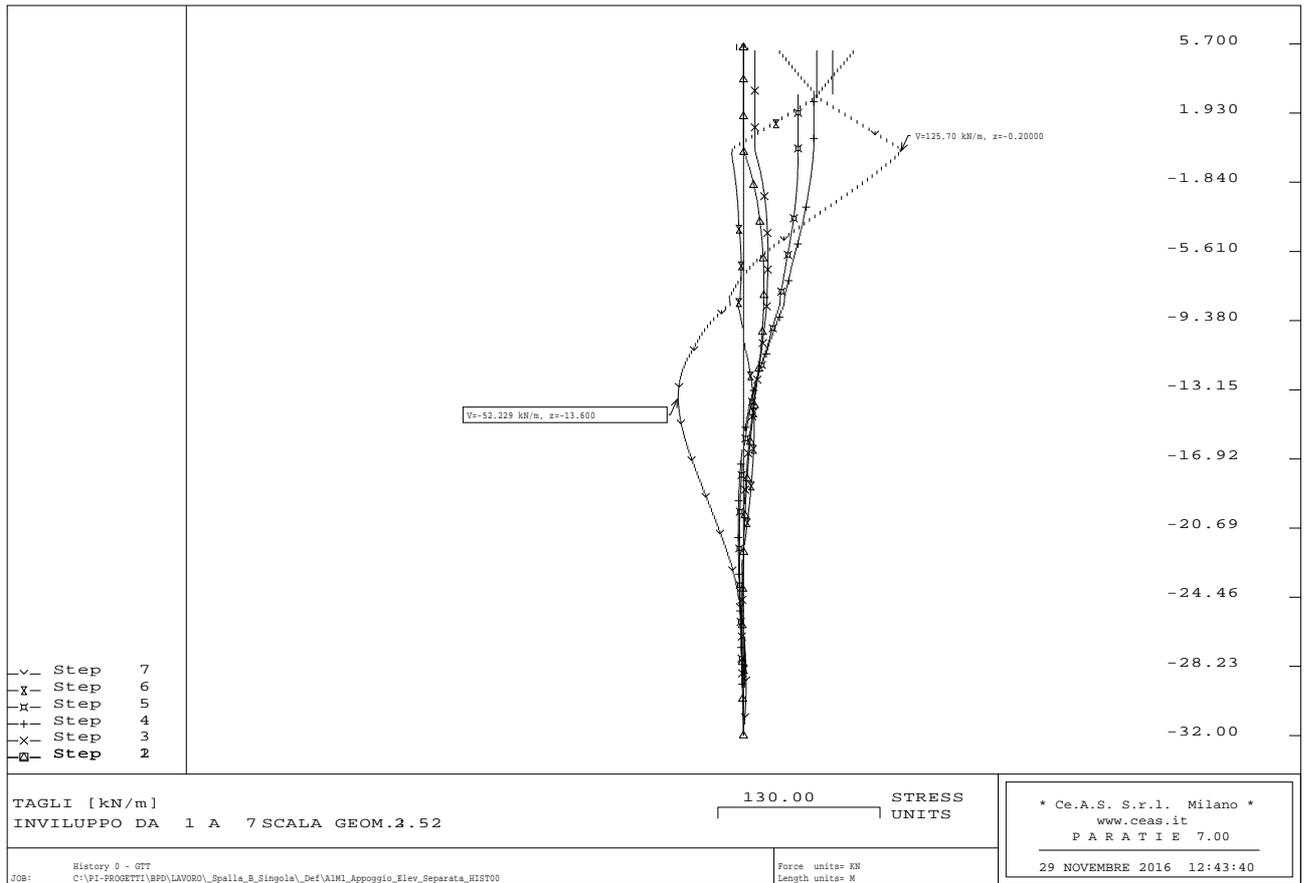


Figura 4. Taglio – Combinazione 1

5.11 Verifiche strutturali della paratia

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative della spalla e del singolo palo, per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili (fondazione):

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

ambiente aggressivo ed armature poco sensibili (elevazione):

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck};$$

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}, \text{ mentre quelle dell'acciaio } \sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Le verifiche sono eseguite utilizzando le sollecitazioni ricavate nei paragrafi precedenti.

Per la paratia è stata verificata la sezione a minore spessore, in corrispondenza della quale agiscono i carichi provenienti dall'impalcato in cap. Per il palo la sezione più sollecitata è risultata la sezione di attacco alla trave di fondazione. Per la verifica della sezione agli Stati Limite sono stati utilizzati carichi provenienti dall'analisi con il software PARATIE, opportunamente moltiplicati per i coefficienti di sicurezza.

5.11.1 Setto in elevazione

Per le verifiche della sezione del setto in elevazione si utilizzano i seguenti dati:

- Larghezza sezione	= 100 cm
- Altezza sezione	= 85 cm
- Copriferro	= 5 cm
- Armatura minima da normativa	= 10.4 cm ²

5.11.1.1 Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione statica nella combinazione STR (A1-M1-R1), con le seguenti sollecitazioni opportunamente amplificate:

$$M_{SLU} = 600 \text{ kNm/m} \times 1,35 = 810 \text{ kNm/m}$$

$$N = 85 \text{ kN/m}$$

La sezione è armata con barre di diametro $\phi 26$ con passo 10 cm.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 1
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	85
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	47.78	75
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (selected)
 - Metodo n
 - N_{Ed}: 85 kN
 - M_{xEd}: 810 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- P.to applicazione N:**
 - Centro (selected)
 - Baricentro cls
 - Coord.[cm]: xN=0, yN=0
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², ϵ_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 18.13 N/mm², f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm², τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114
- Calcolo:**
 - Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected)
 - Tipo flessione: Retta (selected)
 - N° rett.: 100
 - Calcola MRd, Dominio M-N
 - L₀: 0 cm, Col. modello
 - Precompresso:
- Other values:**
 - M_{xRd}: 1'330 kNm
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_s : 16.22‰
 - d: 75 cm
 - x: 13.31, x/d: 0.1774
 - δ : 0.7

Risultando $M_{SLU} = 810 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 1330 \text{ kNm/m}$, la verifica risulta soddisfatta.

5.11.1.2 Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica a taglio in condizione sismica in quanto la più gravosa.

$$T_{SLU} = 88 \text{ kN/m}$$

V _{sdu}	88	kN
M _{sdu}	129	kNm
N _{sdu}	85	kN
R _{ck}	40	N/mm ²
f _{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	80	cm
Asl	47.78	cm ²
c	5.00	cm
α	90	gradi

α	1.57	rad
θ	0.00	gradi
ctg θ	-	
θ imposto	-	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	18.133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	397.07	kN
$V_{Rd,min}$	303.05	kN

Risultando $T_{SLU} = 88 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 397 \text{ kN/m}$, la verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

5.11.1.3 Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nella combinazione RARA.

$$M_{SLE_RARA} = 600 \text{ kNm/m}$$

$$N_{SLE_RARA} = 85 \text{ kN/m}$$

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	85	1	47.78	75

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 85 kN
 M_{xEd}: 0 600 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

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

Materiali
B450C **C32/40**
 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} : 18.13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

σ_c : -6.96 N/mm²
 σ_s : 181.6 N/mm²
 ϵ_s : 0.9081 ‰
 d: 75 cm
 x: 27.38 x/d: 0.365
 δ : 0.8963

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Poiché le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono inferiori ai valori tensionali limite, la verifica risulta soddisfatta.

5.11.1.4 Verifica SLE a fessurazione

Si effettua la verifica a fessurazione facendo riferimento alla combinazione di carico FREQUENTE.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm^2
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	3.3E+04	N/mm^2

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	85	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	47.78	cm^2
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.00	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	0	cm^2
Copriferro acciaio compresso	$c'_s =$	0	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	3.7	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	3.7	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	2.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	511.50	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	85.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm^2
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.52	N/mm^2
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	42.50	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	167845	cm^3
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	422.94	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$s_{ct} =$	3.13	N/mm^2 $> f_{ctk}$
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	507.5	kNm

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	511.50	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	85.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	23.40	cm
Tensione cls	$s_c =$	-4.04	N/mm^2
Tensione barra esterna tesa	$s_s =$	146.43	N/mm^2
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$s_{sr} =$	145.3	N/mm^2

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$s_1 =$	3.05	N/mm^2
	$s_2 =$	-3.05	N/mm^2
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	12.5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	125.0	cm^2
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5.31	cm^2
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	22.98	cm

Deformazione unitaria media

Coefficiente k_t	$k_t =$	0.6	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	4.395E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.101	mm

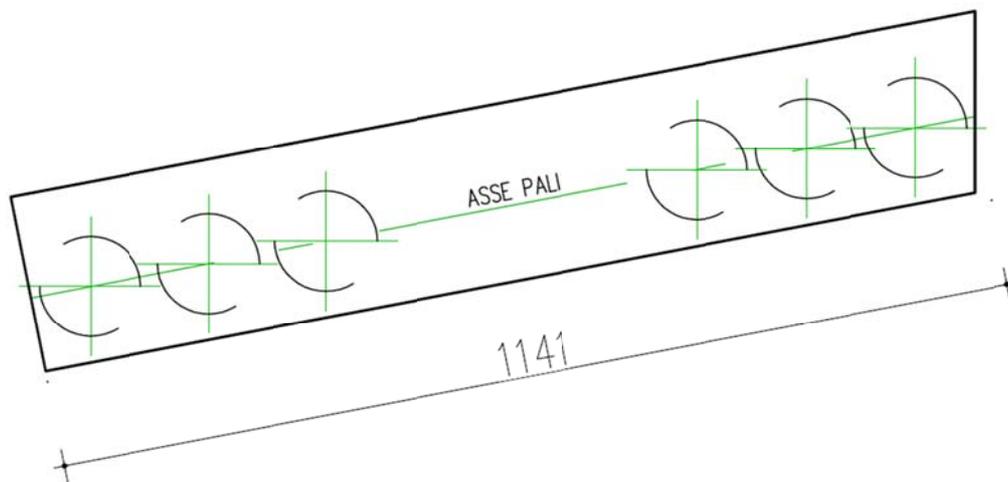
Poiché risulta $w_k < 0.3$ mm, la verifica risulta soddisfatta.

5.11.2 Palo di fondazione

Per le verifiche della sezione del singolo palo si utilizzano i seguenti dati:

- Diametro = 120 cm
- Area palo = 11304 cm²
- Copriferro = 8.5 cm
- Armatura minima da normativa = 34 cm²

Si effettuano le verifiche per i pali in carreggiata Nord per il tratto in adiacenza alla fondazione esistente in quanto il tratto più gravoso. In tale tratto si hanno 6 pali per uno sviluppo pari a 11,4 m di setto.



L'afferenza del singolo palo risulta quindi essere = 11,4 m / 6 pali = 1,9 m.

5.11.2.1 Verifica SLU a pressoflessione

Si effettua la verifica SLU a pressoflessione in condizione statica nella combinazione STR (A1-M1-R1), con le seguenti sollecitazioni:

$$M_{SLU} = 452 \text{ kNm/m} \times 1,35 \times 1,9 \text{ m} = 1160 \text{ kNm}$$

$$N = 1250 \text{ kN}$$

Il palo è armato con 32 barre di diametro $\phi 26$.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 32
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1140 0 kN
 M_{xEd}: 1161 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

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

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

Retta Deviata

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

Materiali

B450C C25/30

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

M_{xRd}: 3'181 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 6.994 ‰
 d: 111.5 cm
 x: 37.19 x/d: 0.3335
 δ: 0.8569

Precompresso

Risultando $M_{SLU} = 1160 \text{ kNm} < M_{Rd} = 3181 \text{ kNm}$, la verifica risulta soddisfatta.

5.11.2.2 Verifica SLU a taglio

Si effettua la verifica a taglio in condizione sismica in quanto la più gravosa.

I pali vengono armati con spirali di diametro $\phi 12$ e passo 15 cm.

$$T_{SLU} = 126 \text{ kN/m} \times 1.9 \text{ m} = 239.4 \text{ kN}$$

V _{sdu}	239.4	kN
M _{sdu}	991.8	kNm
N _{sdu}	1250	kN
R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	25	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
Φ	350	cm
bw	315.00	cm
he	226.47	cm
d	221.97	cm
Asl	169.81	cm ²
c	4.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	6.56	gradi
ctgθ	8.70	
θ imposto	-	gradi
Asw	1.13	cm ²
passo staffe	15	cm

f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.1754	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	1763.595	kN
$V_{Rd,min}$	1998.050	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000889	
$s_{l,max}$	60.00	cm
$A_{sw,min}$	16.800	cm ² / $s_{l,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	5121.426	kN
V_{Rsd}	5121.426	kN
V_{Rd}	5121.426	kN

Risultando $T_{SLU} = 239.4 \text{ kN} < V_{Rd} = 1763.6 \text{ kN}$, la verifica risulta soddisfatta.

5.11.2.3 Verifica SLE alle tensioni

Si effettua la verifica tensionale nella combinazione RARA.

$M_{SLE_RARA} = 452 \text{ kNm/m} \times 1.9 \text{ m} = 860 \text{ kNm}$

$N_{SLE_RARA} = 1250 \text{ kN}$

The screenshot shows a software interface for the design of a circular hollow section. The input parameters are as follows:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno: 60 [cm], Raggio interno: 0 [cm], N° barre uguali: 32, Diametro barre: 2.6 [cm], Copifero (baric.): 8.5 [cm].
- Sollecitazioni:** Metodo n, N_{Ed}: 1250 kN, M_{xEd}: 860 kNm, M_{yEd}: 0.
- Materiali:** 8450C (E_{su}: 67.5‰, f_{yd}: 391.3 N/mm², E_s: 200'000 N/mm², E_s/E_c: 15, ε_{syd}: 1.957‰, σ_{s,adm}: 255 N/mm²), C25/30 (E_{c2}: 2‰, E_{cu}: 3.5, f_{cd}: 14.17, f_{cc}/f_{cd}: 0.8, σ_{c,adm}: 9.75, τ_{co}: 0.6, τ_{c1}: 1.829).
- Metodo di calcolo:** Metodo n.
- Verifica Results:** σ_c: -6.117 N/mm², σ_s: 89.38 N/mm², ε_s: 0.4469‰, d: 111.5 cm, x: 56.48, x/d: 0.5066, δ: 1.

Poiché le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono inferiori ai valori tensionali limite, la verifica risulta soddisfatta.

5.11.2.4 Verifica SLE a fessurazione

Si effettua la verifica a fessurazione facendo riferimento alla combinazione di carico FREQUENTE.

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	30	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm^2

Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	$D =$	120	cm
Area armatura esterna	$A_{se} =$	170	cm^2
Copri ferro baricentro acciaio esterno	$c_s =$	8.5	cm
Area armatura interna	$A_{si} =$	0	cm^2
Copri ferro baricentro acciaio interno	$c'_s =$	8.5	cm
Ricoprimento barre più esterne	$c =$	8.5	cm
Ricoprimento barre più interne	$c+S =$	8.5	cm
Diametro massimo barre	$F =$	2.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	755.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-1250.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.01656	cm^{-1}
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.61	N/mm^2
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2.19	N/mm^2
Area ideale	$A_{cid} =$	13854	cm^2
Momento d'inerzia area ideale	$J_{cid} =$	13555219	cm^4
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	225920	cm^3
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	494.70	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$s_{ct} =$	2.44	$N/mm^2 > f_{ctk}$

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	755.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-1250.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	-0.01656	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	47.59	cm
Tensione cls	$s_c =$	-3.58	N/mm^2
Tensione barra esterna tesa	$s_s =$	46.09	N/mm^2
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	806.7	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$s_{sr} =$	49.25	N/mm^2

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.1	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$s_1 =$	2.44	N/mm^2
	$s_2 =$	-4.24	N/mm^2
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0.125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.1	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	28.0	cm^2

Area efficace	$A_{\text{ceff}} =$	282.8	cm^2
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5.31	cm^2
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{\text{rm}} =$	25.94	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente b_1	$b_1 =$	1.0	
Coefficiente b_2	$b_2 =$	0.5	
Deformazione unitaria media	$e_{\text{sm}} =$	9.42E-05	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.042	mm

Poiché risulta $w_k < 0.4$ mm, la verifica risulta soddisfatta.

5.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono rimandate alla relazione geotecnica di riferimento.

6. CALCOLO SPALLA C

La porzione di struttura necessaria per lo scavalco della SP 12 è costituita da un impalcato a travi prefabbricate in c.a.p. solidarizzate da una soletta in c.a. gettata in opera. Le travi risultano appoggiate in prima fase alle due spalle e solidarizzate ad asse attraverso il getto della soletta, previa la posa in opera di idonee armature in grado di trasmettere il momento negativo indotto dai pesi permanenti portati e dai carichi accidentali. In questa maniera, l'impalcato, in fase definitiva, risulta incastrato alle spalle.

Gli elementi che costituiscono la struttura di scavalco, ovvero le due spalle e l'impalcato, in via semplificata ma comunque cautelativa, vengono analizzati separatamente, assumendo le seguenti ipotesi di calcolo.

Impalcato in CAP

L'impalcato in c.a.p., in fase iniziale, ovvero fino al completo indurimento della soletta in opera, ha un comportamento in semplice appoggio. Solo in seconda fase, a consolidamento avvenuto del getto della soletta, risulta solidarizzato alle spalle. Rimanendo comunque a favore di sicurezza, il calcolo dell'impalcato verrà effettuato ipotizzando un comportamento in semplice appoggio in tutte le fasi realizzative, in modo comunque da massimizzare le sollecitazioni positive sulla trave. Il dimensionamento delle armature di collegamento fra l'impalcato e le spalle verrà invece effettuato applicando cautelativamente lo schema statico di trave incastrata alle estremità, al fine di massimizzare le sollecitazioni negative, indotte dai pesi permanenti portati e dai carichi accidentali.

Spalle

I calcoli di dimensionamento delle spalle vengono eseguiti analizzandole separatamente, e ipotizzando che le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato vengono ripartite secondo il seguente schema cautelativo.

In conseguenza della ridotta rigidità della spalla B rispetto alla spalla C, le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture vengono per la maggior parte assorbite dalla spalla C. Rimanendo a favore di sicurezza, il dimensionamento dei due elementi verrà eseguito secondo le seguenti percentuali di ripartizione:

Spalla B: 50%

Spalla C: 100%

In questo modo si ha la garanzia che entrambe le spalle siano dimensionate per una azione sicuramente non inferiore rispetto a quella che effettivamente sarà presente durante la vita della struttura.

La presenza dell'impalcato solidarizzato alle spalle sarà tenuto in conto applicando, in sommità alle spalle, il momento indotto dai carichi di seconda fase (permanentemente portati e accidentali) sull'impalcato stesso, assumendo lo schema cautelativo di incastro perfetto.

La geometria di riferimento per i calcoli è quella riportata nella figure.

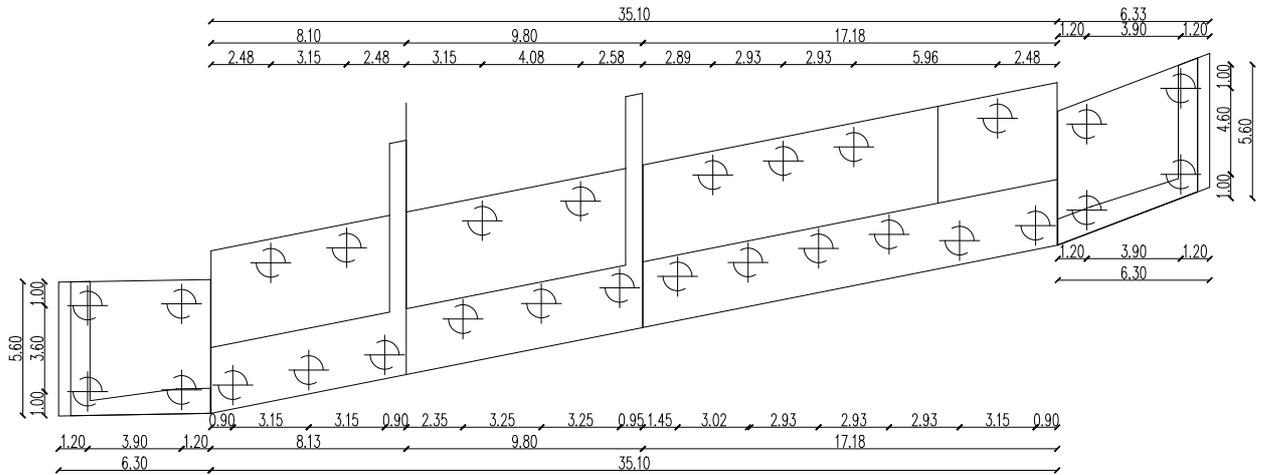


Fig. 1- Pianta

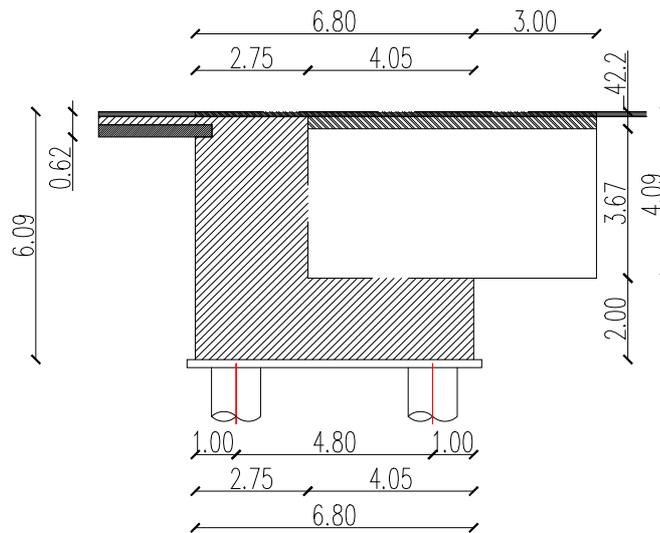


Fig. 2- Sezione longitudinale

6.1 CALCOLO DELLA STRUTTURA

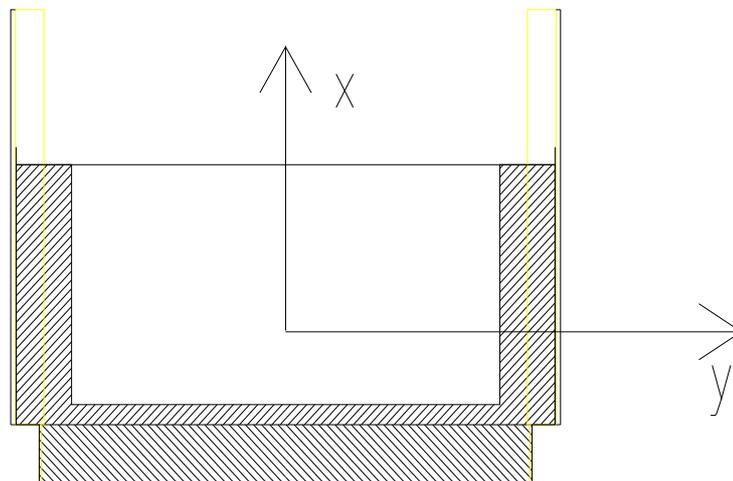
A causa della necessità di costruire l'opera per fasi, l'impalcato in carreggiata Sud risulta, a parità di numero di travi, leggermente più largo rispetto a quello della carreggiata Nord. Inoltre, nelle fasi iniziali dei lavori, la carreggiata Sud verrà aperta al traffico in configurazione diversa rispetto a quella finale, ovvero con una sezione trasversale di larghezza ridotta e con solo 13 travi posate.

Le analisi riportate di seguito si riferiscono dunque alla configurazione più gravosa per la definizione dei carichi principali, ovvero la configurazione provvisoria con sole 13 travi. Il dimensionamento degli elementi in questa condizione si può ritenere valido con leggero margine di sicurezza anche per la configurazione definitiva sia della carreggiata Sud sia della carreggiata Nord.

Di seguito, vengono riportate le verifiche delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

1.1.14 Convenzione sui segni

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi x , y aventi origine nel baricentro della platea di fondazione e con l'asse x parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale x , si considerano positive le azioni che hanno effetto stabilizzante nei confronti della spalla. Nel computo dei carichi e delle eccentricità si fa riferimento alla figura che segue.



1.1.15 Dati per analisi sismica

La struttura a realizzarsi deve conservare sotto l'azione sismica il suo comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili).

Le verifiche sismiche delle spalle da ponte, possono essere eseguite applicando l'azione sismica indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto, la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

I simboli utilizzati nelle formule parametriche di calcolo, per la definizione delle azioni sismiche nei paragrafi successivi, sono di seguito elencati:

γ = peso specifico del terreno

φ = angolo di attrito del terreno

γ_{cls} = peso specifico calcestruzzo

a_g = accelerazione di picco a suolo

S = fattore profilo stratigrafico del terreno

γ_I = fattore d'importanza

k = coefficiente di spinta

p_{tf} = pressione terreno alla base del fusto

p_{tp} = pressione terreno alla base del paraghiaia

p_{tr} = pressione terreno alla base del muro di risvolto

h_{tot} = altezza totale (fondazione+fusto+paraghiaia)

h_{fust} = altezza fusto spalla

h_p = altezza del paraghiaia

h_t = altezza totale fusto più paraghiaia

h_r = altezza risvolti (parte inferiore sotto risega o altezza fino imposta orecchia)

h_{rs} = altezza risvolti (parte superiore)

h_o = altezza orecchia

A_{r1} = area risvolto + orecchia (lato a maggiore y)

A_{r2} = area risvolto + orecchia (lato a minore y)

h_b = altezza baggioli

h_f = altezza fondazione

h_{ter} = altezza terreno imbarcato

s_f = spessore fusto

s_p = spessore paraghiaia

s_r = spessore risvolti

s_o = spessore orecchia

L_f = lunghezza fusto

L_p = lunghezza paraghiaia

L_r = lunghezza risvolto

L_o = lunghezza orecchia

A_{fond} = area fondazione

A_{ter} = area terreno imbarcato

$P_{imp.}$ = peso impalcato

$F_{cor.}$ = forza correttiva

T_{ls} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione longitudinale

T_{ts} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione trasversale

T_{vs} = azione sismica dovuta all'impalcato in direzione verticale

1.1.16 Elenco dati – SPALLA C**1.1.16.1 Dati relativi alle travi**

numero travi	n=	2
lunghezza travi (m)	Lt=	9.70
peso travi (kN/m) /peso struttura in acciaio (kN/m ²)	Pt=	30.00
interasse travi (m)	it=	4.28
altezza travi (m)	ht=	0.30
interasse giunti (m)	ig=	9.70
interasse appoggi (m)	ia=	9.70
lunghezza di afferenza alla spalla per carichi permanenti distribuiti uniformemente e per spinta del vento sull'impalcato	Laff=	4.85

1.1.16.2 Dati relativi alla soletta e alla pavimentazione

lunghezza impalcato (m)	Li=	9.70
larghezza pavimentazione (m)	Lp=	6.90
spessore pavimentazione (m)	spav=	0.10
peso pavimentazione (kN/m ²)	γ_p =	3.00
larghezza soletta (m)	Ls=	8.10
larghezza carreggiata (m)	Lcar=	6.90
spessore medio soletta (m)	ss=	0.20
spessore minimo soletta in corrispondenza marciapiede (m)	ssmin=	0.20
spessore pav. + eventuale pendenza trsv. -per az. vento-(m)	pv=	0.35
larghezza cordolo n° 1 -a maggior γ - (m)	lc1=	0.50
larghezza cordolo n° 2 -a minor γ - (m)	lc2=	0.70
altezza max cordoli (m)	hcmax=	0.15
altezza media cordoli (m)	hc=	0.15

1.1.16.3 Dati relativi alle finiture

peso barriere (kN/m)	pbar=	5.00
rete di protezione (kN/m)	pret=	0.00
elemento di bordo (kN/m)	pbor=	0.00

1.1.16.4 Dati relativi ai carichi mobili

numero di colonne di carico	nc=	2.00
larghezza colonne di carico (m)	Lcolon=	3.00
larghezza marciapiede 1 q1F (m)	lm1=	0.00
larghezza marciapiede 2 q1F (m)	lm2=	0.00
azione di frenatura (kN)	fr,imp=	-390.12

1.1.16.5 Dati relativi alle azioni sismiche

categoria del suolo - A B C D E -	D
accelerazione orizzontale massima	0.206g
azione da impalcato agente su spalla per sisma longitudinale (kN)	450.00
azione da impalcato agente su spalla per sisma trasversale (kN)	450.00

1.1.16.6 Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

spessore apparecchi di appoggio (m)	sapp=	0.01
posizione asse appoggi rispetto a filo valle spalla (m)	das=	0.20
eccentricità (distanza asse impalcato-asse appoggi travi)	dia=	0.00

1.1.16.7 Dati relativi ai baggioli

altezza baggioli (m)	hb=	0.01
larghezza baggioli (m)	lb=	0.01
profondità baggioli (m)	pb=	0.01
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla (m)	ib=	0.30

1.1.16.8 Dati relativi alla spalla

altezza fusto spalla (m)	hf=	3.40
spessore fusto spalla (m)	sf=	2.75
lunghezza fusto spalla (m)	lf=	8.30
eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	efp=	0.00
altezza paraghiaia (m)	hp=	0.50
spessore paraghiaia (m)	sp=	2.75
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto (m)	dpf=	1.68
lunghezza risvolti (m)	lr=	4.00
spessore medio risvolti (m)	sr=	0.35
altezza orecchie (m)	ho=	4.00
lunghezza orecchie (m)	lo=	3.00
spessore orecchie (m)	so=	0.35
azione longitudinale aggiuntiva (kN)	Hlt=	73.00
quota di app.ne azione long. agg. da intradosso fond. (m)	Hla=	6.00
azione – elemento correttivo - (kN)	Pcorr=	1.00

eccentricità long.nale elemento corr. rispetto a bar. platea (m)	elcorr=	-1335.00
--	---------	----------

1.1.16.9 Dati relativi alla platea di fondazione

lunghezza platea di fondazione (m)	luf=	8.30
larghezza platea di fondazione – lungo asse stradale - (m)	laf=	6.80
sbalzo anteriore (m)	sa=	0.00
spessore platea (m)	spl=	2.00

1.1.16.10 Dati relativi al terreno

peso specifico terreno (kN/m ²)	gterr=	19.00
angolo di attrito interno del terreno di monte (°)	α_m =	38.00
angolo di attrito interno del terreno di valle (°)	α_v =	38.00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno all'estremità (m)	hpf=	3.00
carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico (kN/m ²)	qic=	20.00
carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico (kN/m ²)	qis=	40.00

Per quanto riguarda il carico accidentale utilizzato sul rilevato, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali della spalla, è stato assunto in accordo alla cir. 617 par. 5.1.3.3.7.1. lo schema di carico 1, questo sovraccarico distribuito è stato opportunamente diffuso attraverso il rilevato con un'angolo di 30°.

A favore di sicurezza e per semplicità applicativa del carico così ripartito, si sono utilizzati i sovraccarichi distribuiti uniformi di cui alla precedente tabella.

1.1.17 Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni trasmesse dall'impalcato alle spalle vengono di seguito approssimate cautelativamente per eccesso.

1.1.17.1 Carichi permanenti

Impalcato			
struttura in acciaio	(kN)	$gt=Pt*Li*(Lp+lc1+lc2)=$	582.00
soletta	(kN)	$gs=Ls*ss*Li*25=$	392.85
cordoli	(kN)	$gc=(lc1*hc+lc2*hc)*Li*25=$	43.65
pavimentazione	(kN)	$gpav=Li*Lp*gp=$	200.79
Finiture			
barriere	(kN)	$gbar=pbar*Li=$	48.50
carico totale (Ptot)	(kN)	$Ptot=gt+gs+gpc+ggt+gc+gpav+gbar+gret+gbor=$	1267.79
carico permanente trasmesso dall'impalcato (kN)		$Rper=(Ptot/Li)*Laff=$	633.90
agente con eccentricità trasversale (m)		$et=((lc1*hc*25)*(Ls/2-lc1/2)-(lc2*hc*25)*(Ls/2-lc2/2))*(Laff)/Rper=$	-0.02

Considerando la lunghezza di afferenza dell'impalcato alla spalla, i carichi trasmessi alla sotto struttura sono di seguito riportati:

$$L_{aff}=4,85 \text{ m}$$

Carico permanente trasmesso dall'impalcato agente con eccentricità trasversale

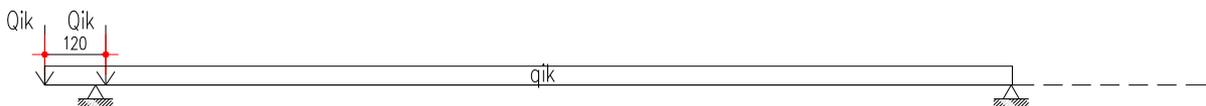
$$R_{per} = 633,90 \text{ kN}$$

$$e_t = -0,02$$

1.1.17.2 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1.

I carichi delle colonne di carico sono dislocati sull'impalcato, secondo lo schema seguente, schema che massimizza gli scarichi sulla spalla.



A favore di sicurezza, si considera comunque uno schema di appoggio – appoggio (non viene utilizzata la reale lunghezza d'influenza).

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

scarico su app. colonna di carico n°1 (vicina al cordolo 1)	$R_{,1}=$	713.48
scarico su appoggio colonna di carico n°2 (kN)	$R_{,2}=$	417.09

reazione totale (kN)	Rtot=	1130.57
reazione accidentali in condizioni dinamiche	Racc=Rtot*ϕ	1130.57
eccentricità carico R1 (m)	e,1=	2.050
eccentricità carico R2 (m)	e,2=	-0.950
eccentricità globale (m)	e,tot=	0.943

Nelle condizioni di carico per gli stati limite di fessurazione per strutture di luce di calcolo maggiore di 10 m (e minore di 100 m) si sono considerati i seguenti valori del coefficiente ψ :

coefficiente Psi1	$\psi,1=$	0.750
coefficiente Psi2	$\psi,2=$	0.000

1.1.17.3 Azione di frenamento

azione di frenatura (kN)	fcalc=	-390.12
agente ad h da intradosso fondazione (m)	hfr=	5.42

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale così definito:

azione squilibrio verticale dovuto alla frenatura (kN)	Hpsqu=	-390.12
quota di azione rispetto agli appoggi (m)	hsf=ht+Ssmin+pv=	0.85
carico verticale aggiuntivo dovuto alla frenatura (kN)	Vpsqui=	34.19

1.1.17.4 Azione del vento

Si considera la lunghezza di afferenza alla spalla dei carichi dovuti all'impalcato.

zona	2	2
altitudine sul livello del mare a_s (m)	$a_s=$	10
velocità di riferimento v_b (m/s)	$v_b=$	25.000
velocità di riferimento $v_b(100)$ (m/s)	$v_b(100)=$	25.981
categoria di esposizione	cat=	4
altezza costruzione (m)	$h_z=$	5
coefficiente di esposizione c_{ev}	$c_{ev}=$	1.634
pressione cinetica di riferimento q_b (kN/m ²)	$q_b=$	0.422
pressione del vento p (kN/m ²)	$p=$	0.69
pressione globale (sopravento e sottovento) w (kN/m ²)	$w=$	2
superficie impalcato investita a ponte carico (m ²)	$S_{,c}=(ht+ssmin+pv+3)*Li/2=$	18.67
superficie impalcato investita a ponte scarico (m ²)	$S_{,s}=(ht+ssmin+h_{cmax}+1)*Li/2=$	8.97
spinta relativa a ponte carico (kN)	$H_{vc}=w*S_{,c}=$	37.34
spinta relativa a ponte scarico (kN)	$H_{vs}=w*S_{,s}=$	17.94
altezza di applicazione della spinta a ponte carico da intradosso fond.	$h_{,vc}=sapp+hb+hf+spl+(ht+ssmin+pv+3)/2=$	7.345
altezza di applicazione della spinta a ponte scarico da intradosso fond.	$h_{,vs}=sapp+hb+hf+spl+(ht+ssmin+h_{cmax}+1)/2=$	6.25

1.1.17.5 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidità orizzontale. Il calcolo di tali azioni è riportato per esteso nella "RELAZIONE CON ANALISI DEI CARICHI E ANALISI SISMICA, APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI" ed è svolta attraverso il metodo dell'analisi statica equivalente.

Si riportano di seguito i risultati principali di tali calcolazioni.

Azioni sismiche trasmesse da impalcato:

- in senso longitudinale $F_{sl} = 450,00$ kN
agente a m 1.60 sopra intradosso fondazione.
- in senso trasversale $F_{st} = 450,00$ kN
agente a m 1.60 sopra intradosso fondazione.

1.1.18 Azioni relative alla SPALLA C

1.1.18.1 Peso proprio

Peso proprio	N (kN)	ex (m)	MI(kNm)	ey (m)	Mt(kNm)
paraghiaia	285.313	-1.724	-491.879	0.000	0.000
fusto spalla	1940.125	-2.024	-3926.813	0.000	0.000
fondazione	2822.00	0.000	0.000	0.000	0.000
risvolti	283.500	1.351	383.009	0.00	0.00
orecchie	210.000	4.851	1018.710	0.000	0.00
terreno a monte	2338.702	1.376	3216.885	0.000	0.00
elemento correttivo	1.000	-1335.000	-1335.000	0.000	0.000
TOTALE	7880.640		-1135.089		0.000

1.1.18.2 Spinta delle terre

1.1.18.2.1 Spinta del terreno di monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

- angolo d'attrito $\phi = 38,00$

Il coefficiente di spinta a riposo risulta

$$K_r = 1 - \tan \phi = 0,384$$

Altezza totale della spalla:

$$H_{\text{tot}} = 5,90 \text{ m}$$

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

pressione massima $p_1 = 43,776 \text{ kN/m}$

Spinta totale $S_1 = -1090,022 \text{ kN}$

agente a quota $h_1 = 2,00 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

1.1.18.2.2 Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno:

sovraccarico concomitante con impalcato scarico = 40 kN/m^2

sovraccarico concomitante con impalcato carico = 20 kN/m^2

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare:

pressione concomitante con impalcato carico $p_{2a} = 7,68 \text{ kN/m}^2$

pressione concomitante con impalcato scarico $p_{2b} = 15,36 \text{ kN/m}^2$

Spinta concomitante con impalcato carico $S_{2a} = -382,464 \text{ kN}$

Spinta concomitante con impalcato scarico $S_{2b} = -764,928 \text{ kN}$

agenti ad $h_2 = 3,00 \text{ m}$ da intradosso fondazione.

Per quanto concerne gli accidentali adottati per il calcolo delle sollecitazioni che interessano gli elementi strutturali, si fa riferimento al carico ripartito dato dallo schema di carico 1.

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)

il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m^2

Tale carico viene posizionato in adiacenza all'elemento in esame e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Le larghezze su cui si considera agente il carico sono:

in direzione longitudinale alla strada:

Detta L_{dl} la *larghezza di diffusione del carico lonitudinale* dal piano stradale alla quota di calcolo, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale

in direzione trasversale alla strada:

Detta L_{dt} la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale

Il valore di L_{dt} viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30m all'esterno dell'impronta del carico;

posizionando il carico in adiacenza al cordolo;

La pressione dovuta al Q_{1k} risulta pertanto:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (L_{dl} * L_{dt})$$

$$q_{1k,dis} = 9 \text{ kN/m}^2$$

1.1.18.2.3 Spinta relativa al terreno di valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

1.1.18.3 Azione del vento

superficie fianco spalla investita dal vento (m2)		37.375
spinta relativa (kN)	H _s =	61.071
agente a quota h _s da intradosso fondazione (m)	h, _s =	4.025

1.1.18.4 Azione sismica

Elenco dei dati utilizzati nelle formule parametriche per il calcolo delle azioni sismiche:

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 38,0^\circ$$

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$a_g = 0,206 \text{ m/s}^2$$

$$S = 1,614$$

$$k = 0,384$$

$$h_{tot} = 5,90 \text{ m}$$

$$h_{fond} = 2,00 \text{ m}$$

$$h_p = 0,50 \text{ m}$$

$$h_r = 3,90 \text{ m}$$

$$h_f = 3,40 \text{ m}$$

$$h_{ter} = 3,90 \text{ m}$$

$$s_p = 2,75 \text{ m}$$

$$s_f = 2,75 \text{ m}$$

$$s_r = 0,35 \text{ m}$$

$$L_p = 8,30 \text{ m}$$

$$L_f = 8,30 \text{ m}$$

$$L_r = 4,00 \text{ m}$$

$$A_{fond} = 56,44 \text{ m}^2$$

$$A_{ter} = 30,78 \text{ m}^2$$

$$A_{r1} = 15,60 \text{ m}^2$$

1.1.18.5 Azioni inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paraghiaia $(\gamma_{cls} \times h_p \times s_p \times L_p \times a_g / g \times S) = 94,98 \text{ kN}$
applicata a quota $h = 5,65 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Fusto $(\gamma_{cls} \times h_f \times s_f \times L_f \times a_g / g \times S) = 645,89 \text{ kN}$
applicata a quota $h = 3,70 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Muri di risvolto $(\gamma_{cls} \times h_r \times s_r \times L_r \times a_g / g \times S) \times 2 = 90,88 \text{ kN}$
Applicata a quota $h = 3,95 \text{ m}$ da intradosso Fondazione

Fondazione $(\gamma_{cls} \times A_{fond} \times h_f) \times a_g / g \times S = 939,47 \text{ kN}$
applicata a quota $h = 1,00 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Terreno imbarcato $(\gamma \times A_{ter} \times h_{ter}) \times a_g / g \times S = 759,30 \text{ kN}$
Applicata a quota $h = 3,95 \text{ m}$ da intradosso fondazione

Impalcato $T_{is} = m \times S_e(T_i) = 450,00 \text{ kN}$
applicata a quota $h = 1,60 \text{ m}$ da intradosso fondazione

1.1.18.5.1 Spinta terre

Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni, la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$E_d = 0.5 \cdot (1+k_v) \cdot K \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 (S \times a_g/g \times \gamma \times h_{tot}^2 \times L_f)$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta è posto ad $h_{tot}/3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot}/2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

$$S_t = 1/2 \times \gamma \times h_{tot}^2 \times k \times L_f = 653,25 \text{ kN}$$

applicato a quota $h=1,58$ m da intradosso fondazione.

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1+k_v) \times (K-k_a) \times \gamma \times h_{tot}^2 \times L_f = 909,27 \text{ kN}$$

applicato a quota $h=2,38$ m da intradosso fondazione

1.1.19 Fondazione

1.1.19.1 Palificata di Fondazione

Le azioni sui pali sono ricavate, in prima battuta, con la teoria elastica sintetizzabile nell'espressione

$$N_{\text{palo}} = N_{\text{palificata}} / n_{\text{pali}} + M_{t,\text{palificata}} / W_{t,\text{palificata}} + M_{l,\text{palificata}} / W_{l,\text{palificata}} + T_t / (2 * \alpha) / W_{t,\text{palificata}} + T_l / (2 * \alpha) / W_{l,\text{palificata}}$$

e secondo la quale il momento flettente sul palo viene determinato mediante la teoria della trave su suolo elastico considerando il palo stesso perfettamente incastrato nella platea di fondazione ($M = T_{\text{max}} / 2\alpha$). Il valore di α è definito nel paragrafo "Pali di fondazione".

Per un'analisi più approfondita, il calcolo della palificata per le combinazioni che danno le massime azioni assiali e flettenti sul singolo palo, è stato condotto anche con il programma di calcolo Group v7.0, prodotto da Ensoft Inc, che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento. Il calcolo consiste in calcolo tridimensionale di interazione tra plinto di fondazione, pali e terreno. Tale programma consente infatti di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

In particolare, si è implementato un modello di calcolo F.E.M. tridimensionale assumendo un vincolo del tipo a incastro in testa pali. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido. Si è utilizzata la funzione di generazione automatica delle curve di risposta non lineare del terreno carico – cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione – rotazione ($M-\theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale–spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

Per quanto riguarda le curve carico–cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

Per quanto concerne invece le curve p-y relative a carichi orizzontali, nel programma sono implementate diverse curve corrispondenti a differenti tipi di terreno. Nel caso in esame faremo sempre riferimento alle curve di Reese, Cox & Koop (1974), come indicato nella relazione geotecnica di riferimento.

L'analisi tridimensionale di interazione tra pali-plinto-terreno permette di definire, per il palo più sollecitato, il massimo carico assiale agente, il massimo momento flettente e la massima azione di taglio.

Inoltre, nel comportamento della palificata sotto carichi orizzontali il programma tiene conto dell'effetto di gruppo mediante la teoria di Reese & Van Impe (2001). Attraverso tale metodo è possibile valutare l'efficienza di ogni singolo palo in funzione della posizione degli altri pali costituenti la palificata e della direzione del carico applicato, secondo le relazioni di seguito riportate.

- Interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila

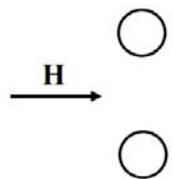


$$e_A = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \frac{s}{D} \leq 4$$

$$e_B = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \frac{s}{D} \leq 7$$

Se $s/D > (4 \text{ o } 7)$ allora $e = 1$

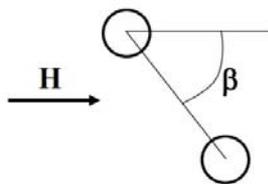
- Interazione tra pali affiancati, caricati in direzione ortogonale alla fila



$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \frac{s}{D} \leq 3.75$$

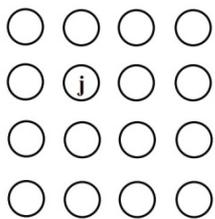
Se $s/D > 3.75$ allora $e = 1$

- Interazione "obliqua" tra pali, combinando gli effetti precedenti



$$e = \sqrt{e_{\text{lin}}^2 \cdot \cos^2 \beta + e_{\text{aff}}^2 \cdot \sin^2 \beta}$$

Per un gruppo di m pali vale pertanto



$$e_j = \prod_{i=1}^m e_{ij}$$

gruppo di m pali

1.1.19.2 Geometria della palificata

Caratteristiche della palificata di fondazione

diametro pali ϕ	=1,20 m
numero totale pali	=5
numero pali attivi longitudinalmente	=10
numero pali attivi trasversalmente	=10

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni della fondazione e le rispettive caratteristiche meccaniche della sezione rispetto agli assi baricentrici della platea (asse x ed asse y) e i moduli di resistenza relativi agli assi principali d'inerzia della palificata (asse 1 ed asse 2) individuati dalle coordinate del baricentro della palificata $x_0 = 0,000$ m, $y_0 = 0,000$ m, e dall'angolo $\alpha = 0,000$ deg tra l'asse x e l'asse 1.

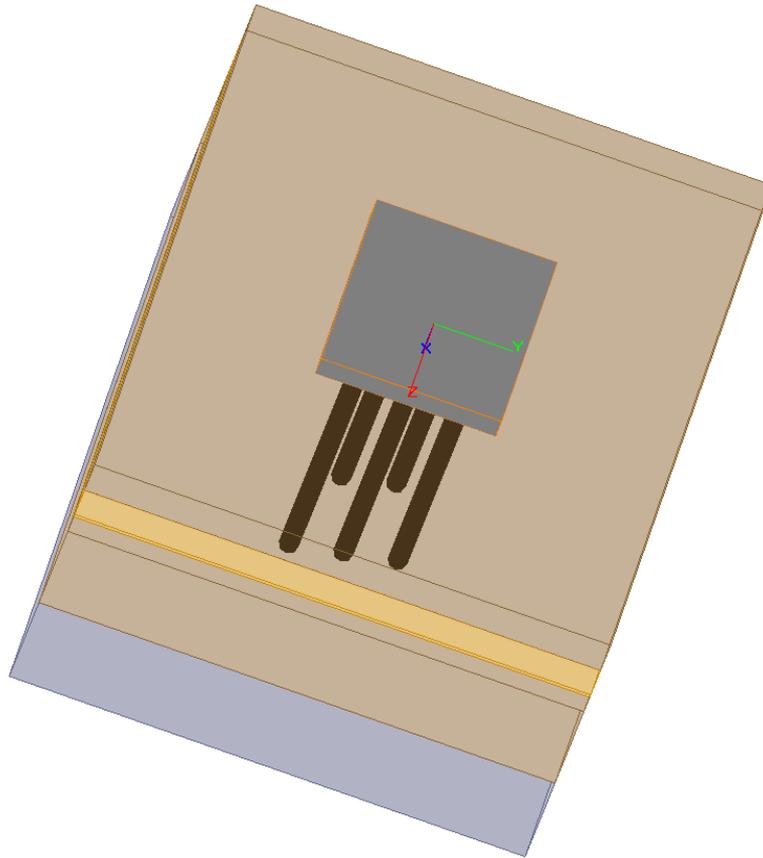
n° palo	x (m)	y (m)	x0 (m)	y0 (m)	W,t (m)	W,l (m)	W,1 (m)	W,2 (m)
1	-1.75	3.15	0.607	3.353	-7.875	22.804	-6.388	-54.433
2	-2.40	0.00	-1.641	1.053	0.00	15.203	-20.343	20.125
3	-3.05	-3.15	-3.889	-1.247	7.875	11.402	17.174	8.493
4	2.85	1.575	3.628	-0.456	-15.750	-8.983	46.941	-9.104
5	2.10	-1.575	1.296	-2.703	15.750	-11.625	7.926	-25.491

1.1.19.3 Modellazione con group

Il programma GROUP prevede, per la modellazione tridimensionale della palificata, la possibilità di inserire solamente strati di terreno orizzontali. In realtà, le spalle in oggetto presentano nel loro intorno il terreno disposto secondo la configurazione del cono del rilevato stradale. Per tenere conto quindi della reale pendenza del terreno davanti alla palificata della spalla si è cautelativamente scelto di considerare non reagenti i primi 2.00m di terreno misurati a partire dall'intradosso del plinto di fondazione.

Si assume la stratigrafia di riferimento, desunta dal documento "AUTOSTRADA "A13" BOLOGNA – PADOVA, Ampliamento della terza corsia, Tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud - RELAZIONE GEOTECNICA – Appendice 3".

Di seguito si riporta il modello tridimensionale della palificata della spalla analizzato.



1.1.19.4 Carichi elementari

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata (valori caratteristici), riferite agli assi baricentrici della platea.

Elenco dei carichi elementari.

- A) = Peso proprio della spalla e spinta delle terre
- B) = Peso proprio dell'impalcato
- C) = Carico accidentale sull'impalcato
- D) = Carico accidentale sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato
- E) = Carico accidentale sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato
- F) = Azione di frenatura
- G) = Azione centrifuga
- H) = Azione del vento a ponte carico
- I) = Azione del vento a ponte scarico

carico	P (kN)	Mt (kN)	Mi (kNm)	Ht (kN)	Hi (kN)
A (peso proprio della spalla e spinta delle terre)	7880.640	0.000	-2877.133	0.000	-1017.022
B (peso proprio dell'impalcato)	633.900	12.678	-1964.456	0.000	0.000
C (carico accidentale impalcato)	1130.568	1066.398	-3503.630	0.000	0.000
D (carico acc. sul rilev contemp. all'acc. Sull'imp.)	0.000	0.000	-1147.392	0.000	-382.464
E (carico acc. sul rilev in ass. di acc. sull'imp.)	0.000	0.000	-2294.784	0.000	-764.928
F (azione di frenamento)	0.000	0.000	-2114.442	0.000	-390.119
G (azione centrifuga)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
H (azione del vento a ponte carico)	0.000	520.073	0.000	98.411	0.000
I (azione del vento a ponte scarico)	0.000	357.846	0.000	79.011	0.000
L (squilibrio verticale frenatura)	34.190	-0.684	-105.955	0.000	0.000

1.1.19.5 Combinazioni di carico

Carichi costituenti le varie combinazioni

g = carichi permanenti

q1 = carichi mobili

q2 = effetto dinamico dei carichi mobili

q3 = azione di frenamento

q4 = azione centrifuga

q5 = azione del vento

q7 = azioni da attrito

Combinazioni di carico considerate

Stati limite ultimi

		PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	ATTRITO
		a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q7
gruppo 1	SLU.1	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.350	1.350	0.000	0.000	0.900	1.125	(1.00)1.35
	SLU.2	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	0.000	0.000	0.900	1.500	(1.00)1.35
gruppo 2a	SLU.3	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	1.350	0.000	0.900	1.125	(1.00)1.35
gruppo 2b	SLU.4	(1.00)1.35	(1.00)1.35	1.013	1.013	0.000	1.350	0.900	1.125	(1.00)1.35

Per ogni tipologia di combinazioni (SLU, SLE), a loro volta sono state splittate in ulteriori sottogruppi, in modo da raccogliere tutte le possibili casistiche di combinazioni, questi sottogruppi sono a loro volta numerati con ordine "I, II, III, IV".

	PERMANENTI +PORTATI + RESISTENZE PASSIVE:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	VARIAZIONI TERMICHE:
	a	b	c	d	e	f	g	l
I	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
II	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0
III	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0
IV	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0

Stati limite di fessurazione

		PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	ATTRITO
		a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q7
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1,000
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	1,000
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1,000
SLE	RAR-gr1	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.600	0.000	1,000
SLE	RAR-gr2a	1.000	1.000	0.750	0.750	1.000	0.000	0.600	0.000	1,000
SLE	RAR-gr2b	1.000	1.000	0.750	0.750	0.000	1.000	0.600	0.000	1,000

Stati limite ultimi in condizione sismica

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche, si ottengono utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 E + G_K$$

Gli effetti massimi generati dalle tre componenti traslazionali, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET} + 0.30 A_{EV}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL} + 0.30 A_{EV}$$

	PERMANENTI+ PORTATI:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	ATTRITO
	a=g	b=g	c=q1	d=q1	e=q3	f=q4	g=q5	i=q1	i=q6	i=q7
sisma	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000

1.1.19.5.1 Carichi permanenti e condizione provvisoria

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
Prov. v.	7880.640	0.000	-877.824	-5171.917	-1368.245	0.000	-1781.950
C.Perm. (A+)	8514.540	12.678	-534.745	-4841.589	-843.280	0.000	-1017.022

1.1.19.5.2 Stati limite di esercizio (RAR)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
RAR-gr1- I (V+, A+)	8514.540	370.524	-233.556	-4841.589	-650.047	79.011	-1017.022
RAR-gr1- IIa (V+, A+)	9645.108	1391.120	-1611.335	-9492.611	-3585.360	59.0466	-1399.486
RAR-gr1- IIb (V+, A+)	9645.108	1391.120	-991.754	-8345.219	-2619.634	59.0466	-1017.022
RAR-gr1- IIc (V+, A+)	8514.540	227.386	-1593.193	-7136.373	-2658.794	47.4066	-1781.950
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F+)	9396.656	1123.837	-2467.789	-10550.253	-4713.979	59.0466	-1693.989
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F-)	9328.276	1123.837	-86.418	-6109.458	-1002.190	59.0466	-913.752
RAR-gr2a- IIIb (V+, A+,F+)	9362.466	1123.837	-1954.197	-9583.754	-3913.454	59.0466	-1407.141
RAR-gr2a- IIIb (V+, A+,F-)	9362.466	1123.837	329.361	-5354.869	-354.125	59.0466	-626.904
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F+)	8514.540	226.702	-2425.757	-8677.119	-3955.964	47.407	-1980.837
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F-)	8514.540	226.702	-142.199	-4448.235	-396.635	47.407	-1200.6
RAR-gr2b- IVa (V+, A+,C)	9362.466	1124.520	-1276.528	-8329.856	-2857.716	59.047	-1303.870
RAR-gr2b- IVb (V+, A+,C)	9362.466	1124.520	-811.843	-7469.312	-2133.421	59.047	-1017.022

1.1.19.5.3 Stati limite di fessurazione

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
FR1a (A+)	9362.47	812.48	-1074.48	-7469.31	-2301.92	0.00	-1017.02
FR2b (A+,F+)	9388.11	811.96	-1967.93	-9134.61	-3694.12	0.00	-1309.61
QP (A+)	8514.54	12.68	-534.74	-4841.59	-843.28	0.00	-1017.02

1.1.19.5.4 Stati limite ultimi (STRU)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	MI (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
SLU.1-gr1-I (V+, A+)=g+q5*0.9	8514.54	334.74	-263.67	-4841.59	-669.37	71.11	-1017.02
SLU.1-gr1-I (V+, A+)=g*1.35+q5*0.9	11494.63	339.18	-450.84	-6536.15	-964.52	71.11	-1372.98
SLU.1-gr1-IIa (V+, A+)=g+q1+q2*1.35+0.9*q5	10040.81	1920.38	-1948.75	-	-4519.81	88.57	-1533.35
SLU.1-gr1-IIa (V+, A+)=g*1.35+q1*1.35+q2*1.35+0.9*q5	13020.90	1924.82	-2135.91	-	-4814.96	88.57	-1889.31
SLU.1-gr1-IIb (V+, A+)=g+q1+q2*1,35+0,9*q5	10040.81	1920.38	-1112.31	-9571.49	-3216.08	88.57	-1017.02
SLU.1-gr1-IIb (V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,35+0,9*q5	13020.90	1924.82	-1299.47	-	-3511.23	88.57	-1372.98
SLU.1-gr1-IIc (V+, A+)=g+q1+q2*1,35+0,9*q5	8514.54	334.74	-1936.54	-7939.55	-3276.83	71.11	-2049.67
SLU.1-gr1-IIc (V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,35+0,9*q5	11494.63	339.18	-2123.70	-9634.10	-3571.98	71.11	-2405.63
SLU.2-gr1-IIa (V+, A+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	9659.24	1560.47	-1496.76	-9550.75	-3537.49	88.57	-1404.27
SLU.2-gr1-IIa (V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013	12639.33	1564.91	-1683.92	-	-3832.64	88.57	-1760.22
				11245.30			

+0,9*q5							
SLU.2-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,35-q3*1,013+0,9*q5	9659.24	1920.38	-566.51	-8389.01	-2365.35	88.57	-1017.02
SLU.2-gr1-IIb(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013-q3*1,013+0,9*q5	12425.39	1564.91	-1108.58	-10083.57	-2935.87	88.57	-1372.98
SLU.2-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	8514.54	334.74	-1518.33	-7165.06	-2624.97	71.11	-1791.51
SLU.2-gr1-IIc(V+, A+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+0,9*q5	11494.63	339.18	-1705.49	-8859.61	-2920.11	88.57	-2147.47
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	9613.08	1559.55	-44.59	-6839.29	-1273.32	88.57	-877.61
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	12593.17	1563.99	-231.75	-8533.85	-1568.47	88.57	-1233.56
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	8513.62	1559.55	-3394.56	-12548.29	-6494.84	88.57	-1404.27
SLU.3-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	12685.49	1563.99	-3292.12	-14242.84	-6338.60	88.57	-1760.23
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	9705.40	1559.55	-2477.63	-11386.55	-5065.65	88.57	-1543.68
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	12685.49	1563.99	-2664.79	-13081.11	-5360.80	88.57	-1899.64
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	9705.40	1559.55	605.17	-5677.56	-260.55	88.57	-490.36
SLU.3-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	12685.49	1563.99	418.01	-7372.11	-555.70	88.57	-846.32
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	8560.697	333.816	-3126.53	-10162.594	-5130.92	71.11	-2318.172
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	11540.786	338.254	-3313.69	-11857.15	-5426.07	71.11	-2674.129
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	8560.697	333.816	-43.73	-4453.6	-325.83	71.11	-1264.852
SLU.3-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,35+0,9*q5	11540.786	338.254	-230.89	-6148.156	-620.98	71.11	-1620.809
SLU.4-gr2b-IVa(V+, A+, C)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	9659.24	1560.47	-1496.76	-9550.75	-3537.49	88.57	-1404.27
SLU.4-gr2b-IVa(V+, A+, C)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	12639.33	1564.91	-1683.92	-11245.31	-3832.64	88.57	-1760.23
SLU.4-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	9659.24	1560.47	-869.43	-8389.01	-2559.69	88.57	-1017.02
SLU.4-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	12639.33	1564.91	-1056.59	-10083.57	-2854.84	88.57	-1372.98
SLU.4-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g+q1+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	8514.54	334.739	-1518.33	-7165.058	-2624.97	71.11	-1791.512
SLU.4-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g*1,35+q1*1,35+q2*1,013+q3*1,013+q4*1,35+0,9*q5	11494.629	339.177	-1705.49	-8859.614	-2920.11	71.11	-2147.469

1.1.19.5.5 Stati limite ultimi (GEO)

Combinazione	N (kN)	Mt (kN)	M1 (kN)	Ml (kNm)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
SLU.1-GEO-gr1-I (V+, A+)=g+q5*0,69	8514.540	234.236	-348.266	-4841.589	-723.641	54.518	-1017.022
SLU.1-GEO-gr1-IIa(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9814.693	1572.530	-1794.165	-10190.264	-4010.364	67.90359	-1456.856
SLU.1-GEO-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9814.693	1572.530	-1081.647	-8870.764	-2899.779	67.90359	-1017.022
SLU.1-GEO-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	8514.540	234.236	-1773.302	-7480.591	-2944.813	54.51759	-1896.689
SLU.2-GEO-gr1-IIa(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9814.693	1889.775	-1527.150	-10190.264	-3839.055	67.90359	-1456.8556
SLU.2-GEO-gr1-IIb(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	9814.693	1572.530	-1081.647	-8870.764	-2899.779	67.90359	-1017.022
SLU.2-GEO-gr1-IIc(V+, A+)=g+q1+q2*1,15+0,69*q5	8514.540	346.172	-1679.088	-7480.591	-2884.368	67.90359	-1896.6892
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa(V+, A+, F-)=g+q1+q2*1,15-q3*0,862+0,69*q5	9785.204	1571.940	-866.390	-8457.944	-2563.808	67.90359	-1120.378394
SLU.3-GEO-gr2a-IIIa(V+, A+, F+)=g+q1+q2*1,15+q3*0,862+0,69*q5	9844.182	1571.940	-2821.628	-12105.35678	-5611.392	67.90359	-1793.332806
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb(V+, A+, F+)=g+q1+q2*0,862+q3*1,15+0,69*q5	9489.655	1265.941	-2187.794	-10295.078	-4387.247	67.904	-1465.658
SLU.3-GEO-gr2a-IIIb(V+, A+, F-)=g+q1+q2*0,862-q3*1,15+0,69*q5	9489.655	1265.941	438.298	-5431.861	-294.018	67.904	-568.386
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc(V+, A+, F+)=g+q1+q2*0,862+q3*1,15+0,69*q5	8553.859	233.449	-2786.994	-9374.297	-4524.223	54.518	-2125.409
SLU.3-GEO-gr2a-IIIc(V+, A+, F-)=g+q1+q2*0,862-q3*1,15+0,69*q5	8553.859	233.449	-160.902	-4511.080	-430.994	54.518	-1228.136
SLU.4-GEO-gr2b-IVa(V+, A+, C)=g+q1+q2*0,862+q4*1,15+0,69*q5	9489.654969	1265.940645	-1409.137	-8853.095475	-3173.573	67.90359	-1346.8972
SLU.4-GEO-gr2b-IVb(V+, A+, C)=g+q1+q2*0,862+q4*1,15+0,69*q5	9489.655	1265.941	-874.748	-7863.47	-2340.633	67.904	-1017.022
SLU.4-GEO-gr2b-IVc(V+, A+, C)=g+q1+q2*0,862+q4*1,15+0,69*q5	8514.54	234.236	-1417.043	-6820.84	-2389.519	54.518	-1676.772

1.1.19.5.6 Sisma SLV

Combinazione	N (kN)	M1 (kN)	M2 (kNm)	Ht (kN)	HI (kN)
(STR) SISMA LONGITUDINALE	9196.124	-1824.185	-4167.884	894.158	-4543.049
(STR) SISMA TRASVERSALE	9196.124	4721.828	2944.575	2980.526	-1820.193
(STR) SISMA VERTICALE	10893.670	1649.244	1246.071	894.158	-1820.193

1.1.19.5.7 Condizione sismica**1.1.19.5.7.1 Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma longitudinale**

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute alla inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni della tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	1284.73	0.0	0.0	653.25	0.0
Incremento dinamico spin.	2682.34	0.00	0.0	909.27	0.00
Inerzia risvolti+orecchie	358.99	107.70	286.63	90.88	27.27
Inerzia fusto+paraghiaia	2926.44	877.93	2336.57	740.87	222.26
Inerzia terreno imbarcato	0.00	0.00	2394.69	759.30	227.79
Azioni da impalcato	2434.50	730.35	1356.23	450.00	135.00
Inerzia fondazione			2822.00		

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Risultanti	9687.01	1715.98	9196.12	3603.58	612.30

1.1.19.5.7.2 Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma trasversale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute all' inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni riportate nella tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	1284.73	0.0	0.0	653.25	0.0
Incremento dinamico spin.	804.70	0.00	0.0	272.78	0.00
Inerzia risvolti+orecchie	107.70	358.99	286.63	27.27	90.88
Inerzia fusto+paraghiaia	877.93	2926.44	2336.57	222.26	740.87
Inerzia terreno imbarcato	0.00	0.00	2394.69	227.79	759.30
Azioni da impalcato	730.35	2434.50	1356.23	135.00	450.00
Inerzia fondazione			2822.00		

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Risultanti	3805.42	5719.93	9196.12	1538.35	2041.10

1.1.19.5.7.3 Sollecitazioni nel baricentro fondazione per sisma verticale

Le azioni riportate nella tabella seguente sono dovute all' inerzia del complesso spalla, nonché alle spinte delle terre in condizioni statiche e dinamiche. Le azioni riportate nella tabella seguente derivano dai singoli contributi presi con la loro eccentricità rispetto al baricentro della fondazione.

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Spinta terre	1284.73	0.0	0.0	653.25	0.0
Incremento dinamico spin.	804.70	0.00	0.0	272.78	0.00
Inerzia risvolti+orecchie	107.70	107.70	318.44	27.27	27.27
Inerzia fusto+paragliaia	877.93	877.93	2595.87	222.26	222.26
Inerzia terreno imbarcato	0.00	0.00	2660.45	227.79	227.79
Azioni da impalcato	730.35	730.35	1557.44	135.00	135.00
Inerzia fondazione			2822.00		

Le sollecitazioni risultanti applicate nel baricentro della fondazione, sono le seguenti:

	M _l (kNm)	M _t (kNm)	N (kN)	H _l (kN)	H _t (kN)
Risultanti	3805.42	1715.98	9954.20	1538.35	612.30

1.1.20 Azioni sui pali – metodo elastico

Si riportano di seguito I valori del carico assiale e flettente in testa al singolo palo ottenuti applicando la teoria elastica sopra descritta, per tutte le combinazioni definite.

Nelle tabelle seguenti sono evidenziate le combinazioni che restituiscono i massimi valori in testa al singolo palo e che verranno utilizzate nell'analisi tridimensionale.

1.1.20.1 Carichi permanenti e condizione provvisoria

Combinazione	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)	P _{med} (kN)	H _{max} (kN)
Provv.	-1788.353	-1413.578	1576.128	178.195
C. Perm.	-1833.341	-1603.707	1702.908	101.702

1.1.20.2 Stati Limite di Esercizio (RAR)

Combinazione	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)	P _{med} (kN)	H _{max} (kN)
RAR-gr1- I (V+, A+)	-1793.051	-1636.483	1702.908	102.009
RAR-gr1- IIa (V+, A+)	-2445.023	-1569.535	1929.022	140.073
RAR-gr1-IIb (V+, A+)	-2295.232	-1662.411	1929.022	101.873
RAR-gr1- IIc (V+, A+)	-2108.749	-1404.666	1702.908	178.258
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F+)	-2578.097	-1406.424	1879.331	169.502
RAR-gr2a- IIIa (V+, A+,F-)	-1988.696	-1757.416	1865.655	91.566
RAR-gr2a-IIIb (V+, A+,F+)	-2447.092	-1484.273	1872.493	140.838
RAR-gr2a-IIIb (V+, A+,F-)	-1917.546	-1817.047	1872.493	62.968
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F+)	-2309.970	-1250.506	1702.908	198.140
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F-)	-1757.892	-1662.371	1702.908	120.154
RAR-gr2b- IVa (V+, A+,C)	-2283.319	-1585.798	1872.493	130.521
RAR-gr2b- IVb (V+, A+,C)	-2170.976	-1655.455	1872.493	101.873

1.1.20.3 Stati Limite di fessurazione

Combinazione	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)	P _{med} (kN)	H _{max} (kN)
FR1a (A+)	-2206.11	-1642.54	1872.49	101.70

FR2b (A+,F+)	-2427.19	-1501.70	1877.62	130.96
QP (A+)	-1833.34	-1603.71	1702.91	101.70

1.1.20.4 Stati Limite Ultimi (STRU)

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
SLU.1-gr1-I _(V+,A+) =g+q ₅ *0.9	-1797.08	-1635.00	1702.91	101.95
SLU.1-gr1-I _(V+,A+) =g*1.35+q ₅ *0.9	-2438.75	-2202.59	2298.93	137.48
SLU.1-gr1-IIa _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-2653.84	-1553.22	2008.16	153.59
SLU.1-gr1-IIa _(V+,A+) =g*1.35+q ₁ *1.35+q ₂ *1.35+0.9*q ₅	-3295.51	-2120.81	2604.18	189.14
SLU.1-gr1-IIb _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,35+0,9*q ₅	-2451.62	-1678.61	2008.16	102.09
SLU.1-gr1-IIb _(V+,A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,35+0,9*q ₅	-3093.29	-2246.19	2604.18	137.58
SLU.1-gr1-IIc _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,35+0,9*q ₅	-2201.52	-1339.56	1702.91	205.09
SLU.1-gr1-IIc _(V+,A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,35+0,9*q ₅	-2843.19	-1900.86	2298.93	240.67
SLU.2-gr1-IIa _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+0,9*q ₅	-2435.54	-1575.18	1931.85	140.71
SLU.2-gr1-IIa _(V+,A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+0,9*q ₅	-3077.21	-2142.77	2527.87	176.25
SLU.2-gr1-IIb _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,35-q ₃ *1,013+0,9*q ₅	-2243.36	-1684.11	1931.85	102.09
SLU.2-gr1-IIb _(V+,A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013-q ₃ *1,013+0,9*q ₅	-2895.33	-2186.22	2485.08	137.58
SLU.2-gr1-IIc _(V+,A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+0,9*q ₅	-2100.41	-1417.01	1702.91	179.29
SLU.2-gr1-IIc _(V+,A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+0,9*q ₅	-2742.08	-1978.30	2298.93	214.93
SLU.3-gr2a-IIIa _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2075.15	-1783.71	1922.62	88.21
SLU.3-gr2a-IIIa _(V+,A+,F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2716.82	-2351.29	2518.63	123.67
SLU.3-gr2a-IIIa _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2665.15	-1052.02	1702.72	140.71
SLU.3-gr2a-IIIa _(V+,A+,F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-3475.16	-1905.30	2537.10	176.25
SLU.3-gr2a-IIIb _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2681.83	-1437.45	1941.08	154.62
SLU.3-gr2a-IIIb _(V+,A+,F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-3323.50	-2005.04	2537.10	190.17
SLU.3-gr2a-IIIb _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2031.03	-1854.51	1941.08	49.83
SLU.3-gr2a-IIIb _(V+,A+,F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2592.32	-2462.56	2537.10	85.09
SLU.3-gr2a-IIIc _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2498.36	-1128.45	1712.14	231.93
SLU.3-gr2a-IIIc _(V+,A+,F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-3140.03	-1689.75	2308.16	267.51
SLU.3-gr2a-IIIc _(V+,A+,F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-1753.05	-1677.28	1712.14	126.69
SLU.3-gr2a-IIIc _(V+,A+,F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2394.72	-2244.87	2308.16	162.24
SLU.4-gr2b-IVa _(V+,A+,C) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+q ₄ *1,35+0,9*q ₅	-2435.54	-1575.18	1931.85	140.71
SLU.4-gr2b-IVa _(V+,A+,C) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+q ₄ *1,35+0,9*q ₅	-3077.21	-2142.77	2527.87	176.25
SLU.4-gr2b-IVb _(V+,A+,C) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+q ₄ *1,35+0,9*q ₅	-2283.88	-1669.22	1931.85	102.09
SLU.4-gr2b-IVb _(V+,A+,C) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+q ₄ *1,35+0,9*q ₅	-2925.55	-2236.80	2527.87	137.58
SLU.4-gr2b-IVc _(V+,A+,C) =g+q ₁ +q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+q ₄ *1,35+0,9*q ₅	-2100.41	-1417.01	1702.91	179.29
SLU.4-gr2b-IVc _(V+,A+,C) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,013+q ₄ *1,35+0,9*q ₅	-2742.08	-1978.30	2298.93	214.87

1.1.20.5 Stati Limite Ultimi (GEO)

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
SLU.1-GEO-gr1-I _(V+, A+) =g+q ₅ *0,69	-1838.183	-1603.057	1702.908	101.848
SLU.1-GEO-gr1-IIa _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2739.606	-1374.125	1962.938658	145.844
SLU.1-GEO-gr1-IIb _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2567.346	-1480.932	1962.938658	101.929
SLU.1-GEO-gr1-IIc _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2182.703	-1366.570	1702.908	189.747
SLU.2-GEO-gr1-IIa _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2744.230	-1349.620	1962.938658	145.844
SLU.2-GEO-gr1-IIb _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2567.346	-1480.932	1962.938658	101.929
SLU.2-GEO-gr1-IIc _(V+, A+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+0,69*q ₅	-2184.334	-1380.207	1702.908	189.79
SLU.3-GEO-gr2a-IIIIa _(V+, A+, F-) =g+q ₁ +q ₂ *1,15-q ₃ *0.862+0,69*q ₅	-2509.279	-1507.421	1957.040883	112.243
SLU.3-GEO-gr2a-IIIIa _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+q ₃ *0.862+0,69*q ₅	-2993.777	-1226.125	1968.836433	179.462
SLU.3-GEO-gr2a-IIIIb _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-2702.908	-1312.475	1897.931	146.723
SLU.3-GEO-gr2a-IIIIb _(V+, A+, F-) =g+q ₁ +q ₂ *0.862-q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-2068.019	-1706.128	1897.931	57.243
SLU.3-GEO-gr2a-IIIIc _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-2435.467	-1186.751	1710.7718	212.611
SLU.3-GEO-gr2a-IIIIc _(V+, A+, F-) =g+q ₁ +q ₂ *0.862-q ₃ *1,15+0,69*q ₅	-1800.578	-1639.167	1710.7718	122.935
SLU.4-GEO-gr2b-IVa _(V+, A+, C) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₄ *1,15+0,69*q ₅	-2514.658	-1429.196	1897.930994	134.861
SLU.4-GEO-gr2b-IVb _(V+, A+, C) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₄ *1,15+0,69*q ₅	-2385.463	-1509.302	1897.931	101.929
SLU.4-GEO-gr2b-IVc _(V+, A+, C) =g+q ₁ +q ₂ *0.862+q ₄ *1,15+0,69*q ₅	-2096.573	-1432.540	1702.908	167.766

1.1.20.6 Sisma SLV

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Pmed (kN)	Hmax (kN)
(STR) SISMA LONGITUDINALE	-2436.212	-1420.289	-1928.2505	926.041
(STR) SISMA TRASVERSALE	-2632.472	-1217.562	-1925.017	698.474
(STR) SISMA VERTICALE	-2459.797	-1935.978	-2197.8875	405.592

1.1.21 Azioni sui pali – metodo tridimensionale

Si riportano di seguito i valori del massimo carico assiale, del massimo taglio e del massimo momento flettente ottenuti sul singolo palo dall'analisi effettuata con il modello tridimensionale.

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Hmax (kN)	Mmax (kN)
RAR -gr2a- IIIc (V+, A+, F+)	-2290	-870	440	650
FR2b (A+, F+)	-2450	-1120	290	400
SLU.3- gr2a-IIIc _(V+, A+, F+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,013+q ₃ *1,35+0,9*q ₅	-2470	-650	510	800
SLU.1- gr1-IIa _(V+, A+) =g*1,35+q ₁ *1,35+q ₂ *1,35+0,9*q ₅	-3500	-1300	420	620
SLU.3-GEO -gr2a-IIIIa _(V+, A+, F+) =g+q ₁ +q ₂ *1,15+q ₃ *0.862+0,69*q ₅	-2900	-700	400	720
SISMA LONGITUDINALE	-3440	340	1050	2500

6.2 SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Nel presente paragrafo, vengono calcolate le sollecitazioni sui vari elementi strutturali componenti il complesso spalla. I calcoli riportati vengono eseguiti con riferimento a schemi di carico semplificati e comunque cautelativi al fine del dimensionamento delle sezioni significative.

1.1.22 Muri di risvolto

Per il calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali, si considera il funzionamento a mensola verticale incastrata nella fondazione. Si eseguono due calcoli distinti: il primo valido per la sezione corrente del muro di risvolto e il secondo valido per la sezione terminale in corrispondenza dell'attacco dell'orecchia.

Per il calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali, si considera il funzionamento a mensola orizzontale incastrata nel fusto.

1.1.22.1 Calcolo nello schema di mensola verticale incastrata alla base (sezione corrente)

Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nella platea, nello schema di mensola verticale di altezza pari a :
h= 4.10m.

STATO LIMITE ULTIMO

Pressione alla base=	56,011	kN/m ²
Pressione alla sommità=	51,793	kN/m ²
Momento alla base=	447,137	kNm/m
Taglio alla base=	220,998	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,750	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Pressione alla base=	41,490	kN/m ²
Pressione alla sommità=	38,365	kN/m ²
Momento alla base=	331,212	kNm/m
Taglio alla base=	163,702	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,750	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Pressione alla base=	38,60	kN/m ²
Pressione alla sommità=	28,77	kN/m ²
Momento alla base=	269,36	kNm/m
Taglio alla base=	138,11	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,75	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

palla _{base} =	29,91	kN/m ²
p _{in sommità} =	0,00	kN/m ²
Momento alla base=	83,81	kNm/m
Taglio alla base=	61,32	kN/m
Sforzo normale alla base=	71,75	kN/m

CONDIZIONI SISMICHE

	M	N	T
	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
Inerzia risolto:			
$M_{\text{incastro base}} = ((1^\circ \text{ base})/2 + hr/2 + 25 \cdot ar^2 \cdot so \cdot S \cdot ag/g \cdot gi \cdot (yar^2 + hr))/lr =$	184,9 1	kNm/ m	kNm/(b(m)) = 1,5
$N = (\text{Peso proprio risolto} + \text{orecchia}) =$ altezza risolto= 4,61 m	80,68	kN/m	121,01
$T = ((1^\circ \text{ base})/2 + 25 \cdot ar^2 \cdot so \cdot S \cdot ag/g \cdot gi)/lr =$	53,60	kN/m	40,29 kN/(b(m)) = 1,5
	184,91	80,68	53,60
Spinta terre:			
$P_{\text{max}} = gt \cdot (hr + hrs) \cdot K =$	20,85	kN/m ²	
$M_{\text{incastro}} = P_{\text{max}} \cdot (hr + hrs^2)^2 / 6 =$	73,84	kNm/ m	
$T = P_{\text{max}} \cdot (hf + hrs^2) / 2 =$	48,05	kN/m	
	73,84	0,00	48,05
Incremento dinamico della spinta:			
$DPd = 0,5 \cdot (K - ka) \cdot gt \cdot (hr + hrs^1)^2 \cdot gi =$	57,34	kN/m	0 "pa" 2 12,4377 kN/m ² 8 "pb" 2
$M_{\text{incastro}} = DPd \cdot (hr + hrs^1) / 2 =$	132,1	kNm/ 6 m	
$T = DPd =$	57,34	kN/m	

Totale muro Sotto Sisma		
M	N	T
(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
390,92	80,68	158,99

1.1.22.2 Calcolo nello schema di mensola verticale incastrata alla base (sezione attacco orecchia)

Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²;

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nella platea, nello schema di mensola verticale di altezza pari a :
h= 4.10m.

Si considera che l'azione indotta dalle spinta sull'orecchia sia assorbita dalle armature presenti nei primi 1.50m di sviluppo del risvolto

STATO LIMITE ULTIMO

Momento alla base=	1293,421	kNm/m
Taglio alla base=	755,116	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Momento alla base=	958,089	kNm/m
Taglio alla base=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Momento alla base=	812,851	kNm/m
Taglio=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

Momento alla base=	377,136	kNm/m
Taglio=	275,95	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

Momento alla base=	1405.04	kNm/m
Taglio=	612.81	kN/m
Sforzo normale alla base=	363.04	kN/m

1.1.22.3 Calcolo nello schema di mensola orizzontale (attacco fusto)

Con riferimento ad un sovraccarico sul rilevato dato dalla ripartizione dallo schema di carico 1 le pressioni e le sollecitazioni sono le seguenti:

Come azioni variabili da traffico gravante sul rilevato si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m^2 ;

Si esamina la sezione orizzontale d'incastro nel fusto, nello schema di mensola orizzontale di lunghezza pari alla somma delle lunghezze del risvolto e dell'orecchia:

$$L = 4.05 + 3 = 7.05$$

posizionata ad una altezza dall'estradosso platea pari a :

$$h = 4.10/2 = 2.05\text{m}.$$

STATO LIMITE ULTIMO

Momento alla base=	1293,421	kNm/m
Taglio alla base=	755,116	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (RARA)

Momento alla base=	958,089	kNm/m
Taglio alla base=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (FR)

Momento alla base=	812,851	kNm/m
Taglio=	559,345	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (QP)

Momento alla base=	377,136	kNm/m
Taglio=	275,95	kN/m
Sforzo normale alla base=	322,875	kN/m

CONDIZIONE SISMICA

a 0,5*ho= 2,050 m

	M	N	T
Inerzia risolto:	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
$M_{\text{incastrato fusto}} = 25 \cdot a r^2 \cdot s_o \cdot S \cdot a g / g \cdot g_i \cdot ((l_o + l_r)^2 / 2) / h_o =$	665,99 kNm/m		
$T = (25 \cdot a r^2 \cdot s_o \cdot S \cdot a g / g \cdot g_i) / h_o =$		26,80 kN/m	
		665,99	26,80

Spinta terre:

$P_{\text{max}} = g_t \cdot (h_{\text{calc}}) \cdot K =$	9,27 kN/m ²		
$M_{\text{incastrato}} = P_{\text{max}} \cdot (l_r + l_o)^2 / 2 =$	230,37 kNm/m		
$T = P_{\text{max}} \cdot (l_r + l_o) =$		65,35 kN/m	
		230,37	65,35

Incremento dinamico della spinta:

$DP_d = 0,5 \cdot (K - k_a) \cdot g_t \cdot (h_r + h_{r1}) \cdot g_i =$	23,34 kN/m		
$M_{\text{incastrato}} = DP_d \cdot (l_r + l_o)^2 / 2 =$	579,97 kNm/m		
$T = DP_d \cdot (l_r + l_o) =$		164,53 kN/m	
		579,97	164,53

Totale muro Sotto Sisma

M	N	T
(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)
1476,34		256,68

6.3 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili (fondazione):

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

ambiente aggressivo ed armature poco sensibili (elevazione):

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a

$$\sigma_c < 0.45 f_{ctk};$$

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a

$$\sigma_c < 0.60 f_{ctk}, \text{ mentre quelle dell'acciaio } \sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Le verifiche sono eseguite utilizzando le massime sollecitazioni ricavate nei paragrafi precedenti, lievemente arrotondate a favore di sicurezza.

1.1.23 Risolto

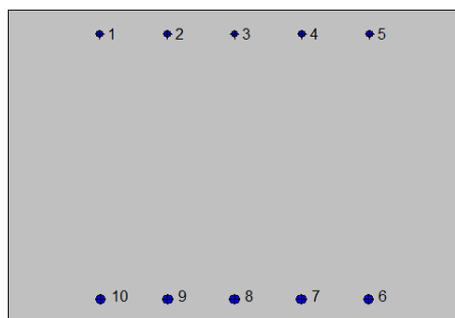
1.1.23.1 Sezione di attacco alla fondazione – sezione corrente

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	70.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ22/20"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 16/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.23.1.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/m³

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²

f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²

ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

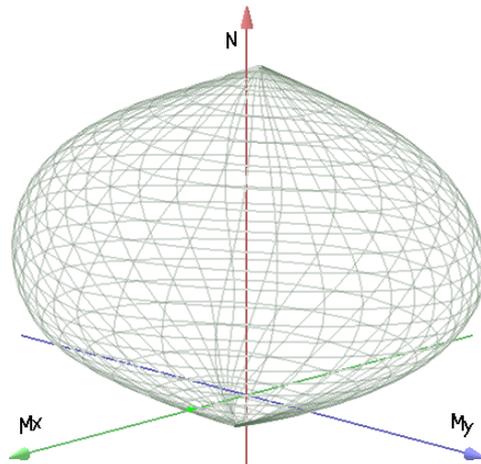
E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/m³

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1137,1	101,8	0,0	Completamente tesa
13483,4	-101,8	0,0	Completamente compressa
0,0	462,9	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-256,8	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	497,3	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-497,3	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	70,0	450,0	0,0	P	75,5	485,7	0,0	0,930	OK
				M	11369,4	449,6	0,0	0,010	
				N	70,0	484,0	0,0	0,930	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	70,0	450,0	0,0	P	75,5	485,7	0,0	0,930	OK
1	70,0	450,0	0,0	M	11369,4	449,6	0,0	0,010	OK
1	70,0	450,0	0,0	N	70,0	484,0	0,0	0,930	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	340,0	0,0	71,0	-6581,0	0,33	284990,1	0,79

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0,40$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	

3 OK 270,0 0,0 71,0 0.18 0,46

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	90,0	0,0	71,0	-1784,6	0,12	0.00	0,00

1.1.23.1.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	250	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	71	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	65,00	cm
Asl	38	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	45,00	gradi
ctg θ	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
Asw	4,52	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,1027	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	331,935	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

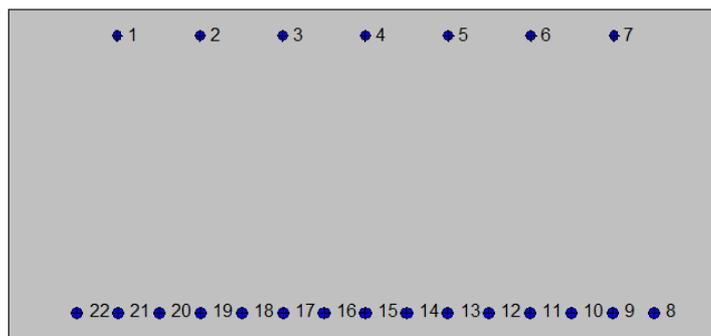
1.1.23.2 Sezione di attacco alla fondazione – sezione innesto orecchia

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	150.0
Altezza h (cm)	70.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1 Φ 26/10"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 20/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.23.2.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	22,9	64,5	3,1	no
2	40,3	64,5	3,1	no
3	57,6	64,5	3,1	no
4	75,0	64,5	3,1	no
5	92,4	64,5	3,1	no
6	109,8	64,5	3,1	no
7	127,1	64,5	3,1	no
8	135,5	5,8	4,5	no
9	126,9	5,8	4,5	no
10	118,3	5,8	4,5	no
11	109,6	5,8	4,5	no
12	100,9	5,8	4,5	no
13	92,3	5,8	4,5	no
14	83,7	5,8	4,5	no
15	75,0	5,8	4,5	no
16	66,3	5,8	4,5	no
17	57,7	5,8	4,5	no
18	49,1	5,8	4,5	no
19	40,4	5,8	4,5	no
20	31,8	5,8	4,5	no
21	23,1	5,8	4,5	no
22	14,4	5,8	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:**Calcestruzzo classe: C32/40**Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

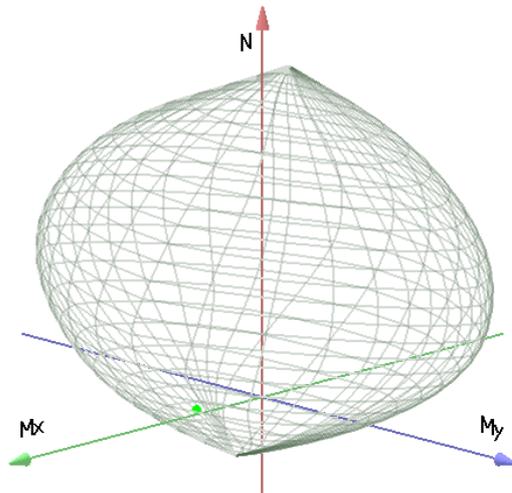
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450Cfyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-3515,9	521,5	0,0	Completamente tesa
22035,2	-521,5	0,0	Completamente compressa
0,0	1590,6	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-546,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	2031,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-2031,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	320,0	1410,0	0,0	P	419,9	1705,7	0,0	0,760	OK
				M	15046,5	1300,1	0,0	0,020	
				N	320,0	1678,7	0,0	0,770	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	320,0	1410,0	0,0	P	419,9	1705,7	0,0	0,760	OK
1	320,0	1410,0	0,0	M	15046,5	1300,1	0,0	0,020	OK
1	320,0	1410,0	0,0	N	320,0	1678,7	0,0	0,770	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	960,0	0,0	320,0	-9069,2	0,46	227586,5	0,63

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	815,0	0,0	320,0	0.22	0,54

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	380,0	0,0	320,0	-3741,0	0,19	0.00	0,00

1.1.23.2.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	760	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	320	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	65,00	cm
A_{sl}	79,65	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
A_{sw}	3,16	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,3093	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	585,092	kN
$V_{Rd,min}$	419,450	kN
$\rho_{sw,min}$	0,001006	
$s_{l,max}$	48,75	cm
$A_{sw,min}$	7,354	cm ² / $s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	2790,102	kN
V_{Rsd}	904,271	kN
V_{Rd}	904,271	kN

La verifica è soddisfatta considerando 2 staffe a due braccia $\Phi 10/70 \times 20$ a taglio.

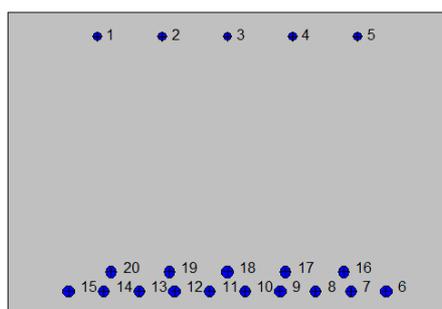
1.1.23.3 Sezione verticale di attacco al fusto

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	100.0
Altezza h (cm)	70.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1 Φ 26/10"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	1 Φ 26/20"
Copriferro 2° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 20/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

1.1.23.3.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	20,3	64,5	3,1	no
2	35,2	64,5	3,1	no
3	50,0	64,5	3,1	no
4	64,8	64,5	3,1	no
5	79,7	64,5	3,1	no
6	86,2	5,8	5,3	no
7	78,1	5,8	5,3	no
8	70,1	5,8	5,3	no
9	62,1	5,8	5,3	no
10	54,0	5,8	5,3	no
11	46,0	5,8	5,3	no
12	37,9	5,8	5,3	no
13	29,9	5,8	5,3	no
14	21,9	5,8	5,3	no
15	13,8	5,8	5,3	no
16	76,5	10,3	5,3	no
17	63,2	10,3	5,3	no
18	50,0	10,3	5,3	no
19	36,8	10,3	5,3	no
20	23,5	10,3	5,3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

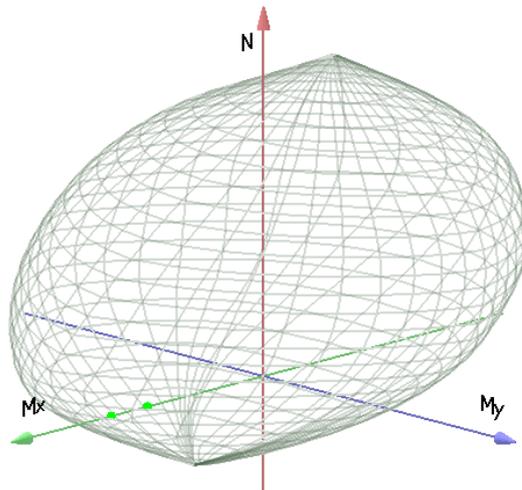
Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 εuk (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-3731,0	681,9	0,0	Completamente tesa
16077,2	-681,9	0,0	Completamente compressa
0,0	1737,8	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-431,7	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	1186,1	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-1186,1	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	1130,0	0,0	P	0,0	1737,8	0,0	0,650	OK

				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1737,8	0,0	0,650	
5	0,0	1480,0	0,0	P	0,0	1737,8	0,0	0,850	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1737,8	0,0	0,850	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
5	0,0	1480,0	0,0	P	0,0	1737,8	0,0	0,850	OK
1	0,0	1130,0	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
5	0,0	1480,0	0,0	N	0,0	1737,8	0,0	0,850	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	840,0	0,0	0,0	-9992,8	0,50	202951,1	0,56

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	720,0	0,0	0,0	0.17	0,42

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	640,0	0,0	235,0	-7949,8	0,53	0.13	0,43

1.1.23.3.2 Verifiche a taglio

V_{sdu}	270	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	65,00	cm
A_{sl}	79,65	cm ²
c	4,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
A_{sw}	3,16	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18,133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,356	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	539,854	kN

La verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

1.1.24 Pali di fondazione

Si considera una sezione di verifica avente le seguenti caratteristiche:

diametro $\Phi=120\text{cm}$

armatura 24 $\Phi 26$

copriferro $c=7.50\text{cm}$

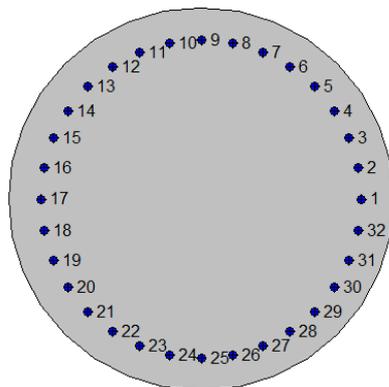
staffe a spirale $\Phi 16/7.5$

Le verifiche vengono condotte con le sollecitazioni flettenti e di taglio massime relative a ciascun stato limite, associate rispettivamente al massimo e al minimo sforzo assiale, in base alla tabella delle sollecitazioni in testa al singolo palo ottenuta dall'analisi della palificata. Tali sollecitazioni di verifica vengono riassunte di seguito.

Combinazione	Pmax (kN)	Pmin (kN)	Hmax (kN)	Mmax (kN)
RAR-gr2a- IIIc (V+, A+,F+)	-2290	-870	440	650
FR2b (A+,F+)	-2450	-1120	290	400
SLU.3- gr2a-IIIc _(V+, A+, F+) $F_{+} = g \cdot 1,35 + q_1 \cdot 1,35 + q_2 \cdot 1,013 + q_3 \cdot 1,35 + 0,9 \cdot q_5$	-2470	-650	510	800
SLU.1- gr1-IIa _(V+, A+) $A_{+} = g \cdot 1,35 + q_1 \cdot 1,35 + q_2 \cdot 1,35 + 0,9 \cdot q_5$	-3500	-1300	420	620
SISMA LONGITUDINALE	-3440	340	1050	2500

1.1.24.1 Verifica a pressoflessione

2SI s.r.l - ProVLIM - Verifica sezioni



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cm ²	(s/n)
1	110.0	60.0	5.3	no
2	109.0	69.8	5.3	no
3	106.2	79.1	5.3	no
4	101.6	87.8	5.3	no
5	95.4	95.4	5.3	no
6	87.8	101.6	5.3	no
7	79.1	106.2	5.3	no
8	69.8	109.0	5.3	no
9	60.0	110.0	5.3	no
10	50.2	109.0	5.3	no

11	40.9	106.2	5.3	no
12	32.2	101.6	5.3	no
13	24.6	95.4	5.3	no
14	18.4	87.8	5.3	no
15	13.8	79.1	5.3	no
16	11.0	69.8	5.3	no
17	10.0	60.0	5.3	no
18	11.0	50.2	5.3	no
19	13.8	40.9	5.3	no
20	18.4	32.2	5.3	no
21	24.6	24.6	5.3	no
22	32.2	18.4	5.3	no
23	40.9	13.8	5.3	no
24	50.2	11.0	5.3	no
25	60.0	10.0	5.3	no
26	69.8	11.0	5.3	no
27	79.1	13.8	5.3	no
28	87.8	18.4	5.3	no
29	95.4	24.6	5.3	no
30	101.6	32.2	5.3	no
31	106.2	40.9	5.3	no
32	109.0	50.2	5.3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:**Calcestruzzo classe: C20/25**R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 250 daN/cm²f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 207 daN/cm²f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 23 daN/cm²G (modulo di elasticità tangenziale) = 134754 daN/cm²E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 301850 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

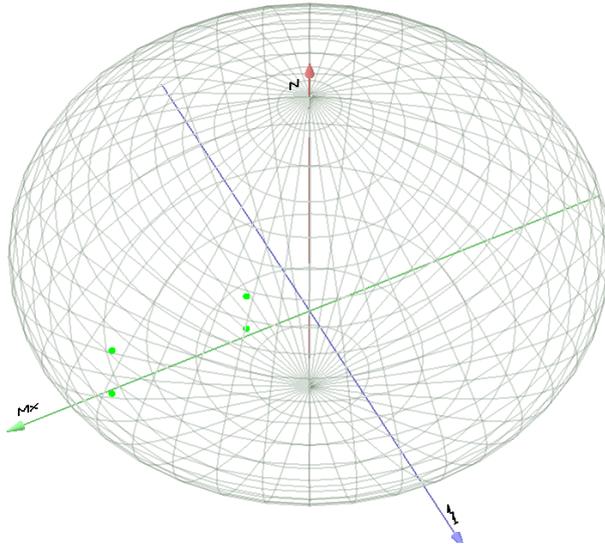
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450Cf_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-6648.2	0.0	0.0	Completamente tesa
19005.8	0.0	0.0	Completamente compressa
0.0	2710.4	0.0	Fibre inferiori tese
0.0	-2710.4	0.0	Fibre superiori tese
0.0	0.0	2710.4	Fibre di sinistra tese
0.0	0.0	-2710.4	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	3500.0	800.0	0.0	P	11157.3	2550.2	0.0	0.310	OK
				M	16893.6	799.3	0.0	0.210	
				N	3500.0	3323.9	0.0	0.240	
2	650.0	800.0	0.0	P	2623.6	3229.1	0.0	0.250	OK
				M	16893.6	799.3	0.0	0.040	
				N	650.0	2875.4	0.0	0.280	
7	3440.0	2500.0	0.0	P	4660.1	3386.7	0.0	0.740	OK
				M	11390.2	2500.1	0.0	0.300	
				N	3440.0	3318.5	0.0	0.750	
8	-340.0	2500.0	0.0	P	-355.7	2615.5	0.0	0.960	OK
				M	-759.7	2501.2	0.0	0.450	
				N	-340.0	2619.7	0.0	0.950	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
8	-340.0	2500.0	0.0	P	-355.7	2615.5	0.0	0.960	OK
8	-340.0	2500.0	0.0	M	-759.7	2501.2	0.0	0.450	OK
8	-340.0	2500.0	0.0	N	-340.0	2619.7	0.0	0.950	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 12420.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
-----	----	----	---	------------	------------------------	------------	------------------------

n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
3 OK	650.0	0.0	2600.0	-4973.4	0.40	-66712.7	0.19
4 OK	650.0	0.0	870.0	-4768.5	0.38	72875.6	0.20

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $WkL = 0.40$ mm (verifica Ok per $Wk/WkL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
5 OK	400.0	0.0	2450.0	0.00	0.00
6 OK	400.0	0.0	1120.0	0.00	0.00

1.1.24.2 Verifiche a taglio

Verifica con T_{max} e N_{min}

V_{sdu}	1050	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-350	kN
R_{ck}	30	N/mm^2
f_{ck}	25	N/mm^2
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm^2
Φ	120	cm
bw	108,00	cm
he	74,67	cm
d	66,67	cm
Asl	170	cm^2
c	8,00	cm
α	90	gradi
$ctg\theta$	1,00	
$\theta_{imposto}$	45,00	gradi
Asw	4,02	cm^2
passo staffe	7,5	cm
f_{cd}	14,167	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm^2
f_{yd}	391,304	N/mm^2
σ_{cp}	-0,4386	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	365,894	kN
$V_{Rd,min}$	195,250	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000889	
$s_{l,max}$	50,00	cm
$A_{sw,min}$	4,800	$cm^2/s_{l,max}$
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	2224,123	kN
V_{Rsd}	1258,536	kN
V_{Rd}	1258,536	kN

La verifica è soddisfatta considerando staffe a spirale $\Phi 16/7.5$

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 7.00.

N. comando
1: * Paratie for Windows version 7.0
2: * Filename=
 <c:\pi-progetti\bpd\lavoro_spalla_b_singola_def\alm1_appoggio_hist
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - GTT
8: delta 0.2
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall Leftwall 0 -28.5 5.7
15: *
16: soil UHLeft Leftwall -28.5 0 1 0
17: soil DHLeft Leftwall -28.5 0 2 180
18: *
19: prescribe Leftwall 5.35 1 0 REL 3 6
20: *
21: material CLS300 3E+007
22: *
23: beam Spalla_B Leftwall -28.5 5.7 CLS300 0.948812 00 00
24: *
25: * Soil Profile
26: *
27: ldata B 0
28: weight 18.5 8.5 10
29: atrest 0.609269 0 1
30: resistance 2.5 23 0.376 2.948
31: young 2500 3750
32: endlayer
33: ldata C -4.2
34: weight 18 8 10
35: atrest 0.609269 0 1
36: resistance 0 23 0.376 2.948
37: young 3000 4500
38: endlayer

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

PAG. 4

```
N. comando

85: load step Leftwall 5.35 2 -133
86: load step Leftwall 5.35 2 -98.2
87: load step Leftwall 2.9 1 15
88: setwall Leftwall
89: endstep
90: *
91: step 5 : PERM + TRAFFICO X 0,75 + FRENATURA
92: load step Leftwall 2.9 1 15
93: load step Leftwall 5.7 1 5.6
94: load step Leftwall 5.35 2 -206.3
95: load step Leftwall 5.35 2 -99.75
96: load step Leftwall 5.35 2 -73.65
97: setwall Leftwall
98: endstep
99: *
100: step 6 : SISMA verso spalla C
101: change B U-KP=1.953
102: change B D-KP=1.95339
103: change C U-KP=1.944
104: change C D-KP=1.94412
105: change D U-KP=0
106: change D D-KP=0
107: change E U-KP=1.866
108: change E D-KP=1.8657
109: change F U-KP=1.89
110: change F D-KP=1.8903
111: change G U-KP=2.989
112: change G D-KP=2.98939
113: load step Leftwall 5.35 1 23.4
114: dload step Leftwall 2.9 12.33 5.7 12.33
115: dload step Leftwall 0 23.38 2.9 23.38
116: dload step Leftwall -28.5 6.73 0 6.73
117: setwall Leftwall
118: surcharge 0 0 0 0
119: endstep
120: *
121: step 7 : SISMA verso spalla A
122: change B U-KP=1.953
123: change B D-KP=1.953
124: change C U-KP=1.944
125: change C D-KP=1.944
126: change D U-KP=0
127: change D D-KP=0
128: change E U-KP=1.866
129: change E D-KP=1.866
130: change F U-KP=1.89
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

PAG. 5

N. comando

```
131: change F D-KP=1.89
132: change G U-KP=2.989
133: change G D-KP=2.989
134: load constant Leftwall 5.35 1 -23.4
135: dload constant Leftwall 2.9 -12.33 5.7 -12.33
136: dload constant Leftwall 0 -23.38 2.9 -23.38
137: dload constant Leftwall -28.5 -6.73 0 -6.73
138: setwall Leftwall
139: endstep
140: *
141: *
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

PAG. 6

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER B

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -4.2000	m	
peso fuori falda	= 18.500	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 8.5000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 2.5000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 23.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.37600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.9480		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.60927		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 2500.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 3750.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 2.5000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 23.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.37600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.9480		(A VALLE)

LAYER C

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -4.2000	m	
quota inferiore	= -8.2000	m	
peso fuori falda	= 18.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 8.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 23.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.37600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.9480		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.60927		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 3000.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 4500.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 23.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.37600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.9480		(A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

PAG. 7

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER D

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-8.2000	m	
quota inferiore	=	-8.6000	m	
peso fuori falda	=	11.500	kN/m ³	
peso efficace in falda	=	1.5000	kN/m ³	
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	=	12.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.59500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.6930		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.79209		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	600.00	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	=	1800.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	12.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.59500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.6930		(A VALLE)

LAYER E

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-8.6000	m	
quota inferiore	=	-11.000	m	
peso fuori falda	=	18.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	=	8.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	=	22.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.39200		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.7920		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.62539		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	6000.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	=	9000.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	22.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.39200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.7920		(A VALLE)

LAYER F

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-11.000	m	
quota inferiore	=	-22.800	m	
peso fuori falda	=	19.500	kN/m ³	
peso efficace in falda	=	9.5000	kN/m ³	

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

PAG. 8

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 10.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 22.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.39200		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.7920		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.62539		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 8000.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 12000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 22.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.39200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.7920		(A VALLE)

LAYER G

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -22.800	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 19.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 9.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 33.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.24500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 5.3990		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.45536		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 12500.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 18750.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 33.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.24500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 5.3990		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 9

22 NOVEMBRE 2016 15:57:10

History 0 - GTT

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER B

coeff. spinta passiva kp	=	1.9530	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9534	(A VALLE)

LAYER C

coeff. spinta passiva kp	=	1.9440	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9441	(A VALLE)

LAYER D

coeff. spinta passiva kp	=	0.0000	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	0.0000	(A VALLE)

LAYER E

coeff. spinta passiva kp	=	1.8660	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8657	(A VALLE)

LAYER F

coeff. spinta passiva kp	=	1.8900	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8903	(A VALLE)

LAYER G

coeff. spinta passiva kp	=	2.9890	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.9894	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

PAG. 10

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

LAYER B			
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530	(A VALLE)
LAYER C			
coeff. spinta passiva kp	=	1.9440	(A VALLE)
LAYER E			
coeff. spinta passiva kp	=	1.8660	(A VALLE)
LAYER F			
coeff. spinta passiva kp	=	1.8900	(A VALLE)
LAYER G			
coeff. spinta passiva kp	=	2.9890	(A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

PAG. 11

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL Leftwall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-2.6500	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-28.500	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL Leftwall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-2.6500	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota di equil. pressioni dell'acqua	= -28.500	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL Leftwall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -2.6500	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -28.500	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL Leftwall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -2.6500 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -28.500 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)
 accelerazione sismica orizz. = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a monte = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a valle = 0.0000 [g]
 angolo beta a monte = 0.0000 [°]
 delta/phi a monte = 0.0000
 angolo beta a valle = 0.0000 [°]
 delta/phi a valle = 0.0000
 opzione dyn. acqua = 0.0000 (1=pervious)
 rapporto pressioni in eccesso Ru = 0.0000
 Wood bottom pressure = 0.0000 kPa
 Wood top pressure = 0.0000 m
 Wood bottom pressure elev. = 0.0000 kPa
 Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL Leftwall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -2.6500 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 14

22 NOVEMBRE 2016 15:57:10

History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-28.500	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL Leftwall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-2.6500	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-28.500	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

Wood bottom pressure elev. = 0.0000 kPa
 Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL Leftwall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -2.6500 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -28.500 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)
 accelerazione sismica orizz. = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a monte = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a valle = 0.0000 [g]
 angolo beta a monte = 0.0000 [°]
 delta/phi a monte = 0.0000
 angolo beta a valle = 0.0000 [°]
 delta/phi a valle = 0.0000
 opzione dyn. acqua = 0.0000 (1=pervious)
 rapporto pressioni in eccesso Ru = 0.0000
 Wood bottom pressure = 0.0000 kPa
 Wood top pressure = 0.0000 m
 Wood bottom pressure elev. = 0.0000 kPa
 Wood top pressure elev. = 0.0000 m

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 16

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	Leftwall	0.	-28.50	UPHILL	0.
DHLeft	Leftwall	0.	-28.50	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Spalla_B	Leftwall	5.700	-28.50	_	0.9488

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 17

RIASSUNTO DATI VARI

=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
CLS3	3E+007

SPOSTAMENTI IMPRESSI							
Wall	Zeta	Dir.	type	value	units	from	to
						step	step
Left	5.35	ydispl	REL	0	m	3	6

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	6	6	2.9000	12.330	5.7000	12.330
Left	6	6	0.0000	23.380	2.9000	23.380
Left	6	6	-28.500	6.7300	0.0000	6.7300
Left	7	7	2.9000	-12.330	5.7000	-12.330
Left	7	7	0.0000	-23.380	2.9000	-23.380
Left	7	7	-28.500	-6.7300	0.0000	-6.7300

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 19

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	2	7	2.2000	0.0000	-192.70
Left	3	7	5.3500	0.0000	-57.000
Left	3	7	5.3500	0.0000	-33.400
Left	4	4	5.3500	0.0000	-275.00
Left	4	4	5.3500	0.0000	-133.00
Left	4	4	5.3500	0.0000	-98.200
Left	4	4	2.9000	15.000	0.0000
Left	5	5	2.9000	15.000	0.0000
Left	5	5	5.7000	5.6000	0.0000
Left	5	5	5.3500	0.0000	-206.30
Left	5	5	5.3500	0.0000	-99.750
Left	5	5	5.3500	0.0000	-73.650
Left	6	6	5.3500	23.400	0.0000
Left	7	7	5.3500	-23.400	0.0000

UNITS FOR ZETA =m
FORCE UNITS =kN/m
MOMENT UNITS =kN*m/m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

PAG. 20

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	3	SI
3	3	SI
4	3	SI
5	2	SI
6	3	SI
7	4	SI

PARATIE 7.00
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

MASSIMI SPOSTAMENTI LATERALI

TUTTI I PASSI

* PARETE Leftwall*

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

* NOTA: LE QUOTE ESPRESSE IN m

E GLI SPOSTAMENTI IN m

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
1	5.7000	-0.41686E-01	7
2	5.5000	-0.41102E-01	7
3	5.3500	-0.40664E-01	7
4	5.1500	-0.40079E-01	7
5	4.9500	-0.39493E-01	7
6	4.7500	-0.38905E-01	7
7	4.5500	-0.38316E-01	7
8	4.3500	-0.37725E-01	7
9	4.1500	-0.37134E-01	7
10	3.9500	-0.36542E-01	7
11	3.7500	-0.35949E-01	7
12	3.5500	-0.35355E-01	7
13	3.3500	-0.34761E-01	7
14	3.1500	-0.34167E-01	7
15	2.9500	-0.33573E-01	7
16	2.7500	-0.32979E-01	7
17	2.5500	-0.32386E-01	7
18	2.3500	-0.31793E-01	7
19	2.1500	-0.31202E-01	7
20	1.9500	-0.30609E-01	7
21	1.7500	-0.30015E-01	7
22	1.5500	-0.29419E-01	7
23	1.3500	-0.28821E-01	7
24	1.1500	-0.28222E-01	7
25	0.95000	-0.27622E-01	7
26	0.75000	-0.27022E-01	7
27	0.55000	-0.26422E-01	7
28	0.35000	-0.25823E-01	7
29	0.15000	-0.25224E-01	7
30	0.0000	-0.24776E-01	7
31	-0.20000	-0.24179E-01	7
32	-0.40000	-0.23585E-01	7
33	-0.60000	-0.22993E-01	7
34	-0.80000	-0.22405E-01	7
35	-1.0000	-0.21820E-01	7
36	-1.2000	-0.21238E-01	7
37	-1.4000	-0.20661E-01	7
38	-1.6000	-0.20089E-01	7

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 22

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
39	-1.8000	-0.19522E-01	7
40	-2.0000	-0.18960E-01	7
41	-2.2000	-0.18404E-01	7
42	-2.4000	-0.17854E-01	7
43	-2.6000	-0.17310E-01	7
44	-2.8000	-0.16774E-01	7
45	-3.0000	-0.16244E-01	7
46	-3.2000	-0.15722E-01	7
47	-3.4000	-0.15207E-01	7
48	-3.6000	-0.14700E-01	7
49	-3.8000	-0.14201E-01	7
50	-4.0000	-0.13711E-01	7
51	-4.2000	-0.13229E-01	7
52	-4.4000	-0.12755E-01	7
53	-4.6000	-0.12291E-01	7
54	-4.8000	-0.11835E-01	7
55	-5.0000	-0.11388E-01	7
56	-5.2000	-0.10950E-01	7
57	-5.4000	-0.10522E-01	7
58	-5.6000	-0.10103E-01	7
59	-5.8000	-0.96938E-02	7
60	-6.0000	-0.92937E-02	7
61	-6.2000	-0.89032E-02	7
62	-6.4000	-0.85223E-02	7
63	-6.6000	-0.81509E-02	7
64	-6.8000	-0.77892E-02	7
65	-7.0000	-0.74370E-02	7
66	-7.2000	-0.70943E-02	7
67	-7.4000	-0.67613E-02	7
68	-7.6000	-0.64378E-02	7
69	-7.8000	-0.61238E-02	7
70	-8.0000	-0.58192E-02	7
71	-8.2000	-0.55241E-02	7
72	-8.4000	-0.52383E-02	7
73	-8.6000	-0.49619E-02	7
74	-8.8000	-0.46947E-02	7
75	-9.0000	-0.44367E-02	7
76	-9.2000	-0.41879E-02	7
77	-9.4000	-0.39480E-02	7
78	-9.6000	-0.37172E-02	7
79	-9.8000	-0.34952E-02	7
80	-10.000	-0.32819E-02	7
81	-10.200	-0.30771E-02	7
82	-10.400	-0.28809E-02	7
83	-10.600	-0.26930E-02	7
84	-10.800	-0.25133E-02	7

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 23

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
85	-11.000	-0.23416E-02	7
86	-11.200	-0.21778E-02	7
87	-11.400	-0.20217E-02	7
88	-11.600	-0.18732E-02	7
89	-11.800	-0.17320E-02	7
90	-12.000	-0.15981E-02	7
91	-12.200	-0.14711E-02	7
92	-12.400	-0.13510E-02	7
93	-12.600	-0.12376E-02	7
94	-12.800	0.11908E-02	6
95	-13.000	0.11675E-02	6
96	-13.200	0.11452E-02	6
97	-13.400	0.11240E-02	6
98	-13.600	0.11037E-02	6
99	-13.800	0.10844E-02	6
100	-14.000	0.10661E-02	6
101	-14.200	0.10486E-02	6
102	-14.400	0.10320E-02	6
103	-14.600	0.10162E-02	6
104	-14.800	0.10011E-02	6
105	-15.000	0.98690E-03	6
106	-15.200	0.97337E-03	6
107	-15.400	0.96054E-03	6
108	-15.600	0.94837E-03	6
109	-15.800	0.93683E-03	6
110	-16.000	0.92588E-03	6
111	-16.200	0.91549E-03	6
112	-16.400	0.90564E-03	6
113	-16.600	0.89628E-03	6
114	-16.800	0.88740E-03	6
115	-17.000	0.87895E-03	6
116	-17.200	0.87091E-03	6
117	-17.400	0.86325E-03	6
118	-17.600	0.85594E-03	6
119	-17.800	0.84896E-03	6
120	-18.000	0.84228E-03	6
121	-18.200	0.83586E-03	6
122	-18.400	0.82970E-03	6
123	-18.600	0.82376E-03	6
124	-18.800	0.81802E-03	6
125	-19.000	0.81246E-03	6
126	-19.200	0.80706E-03	6
127	-19.400	0.80180E-03	6
128	-19.600	0.79666E-03	6
129	-19.800	0.79163E-03	6
130	-20.000	0.78668E-03	6

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 24

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
131	-20.200	0.78181E-03	6
132	-20.400	0.77699E-03	6
133	-20.600	0.77222E-03	6
134	-20.800	0.76749E-03	6
135	-21.000	0.76278E-03	6
136	-21.200	0.75809E-03	6
137	-21.400	0.75341E-03	6
138	-21.600	0.74874E-03	6
139	-21.800	0.74407E-03	6
140	-22.000	0.73939E-03	6
141	-22.200	0.73471E-03	6
142	-22.400	0.73003E-03	6
143	-22.600	0.72535E-03	6
144	-22.800	0.72066E-03	6
145	-23.000	0.71599E-03	6
146	-23.200	0.71133E-03	6
147	-23.400	0.70668E-03	6
148	-23.600	0.70204E-03	6
149	-23.800	0.69743E-03	6
150	-24.000	0.69284E-03	6
151	-24.200	0.68827E-03	6
152	-24.400	0.68373E-03	6
153	-24.600	0.67920E-03	6
154	-24.800	0.67471E-03	6
155	-25.000	0.67023E-03	6
156	-25.200	0.66578E-03	6
157	-25.400	0.66135E-03	6
158	-25.600	0.65694E-03	6
159	-25.800	0.65255E-03	6
160	-26.000	0.64817E-03	6
161	-26.200	0.64381E-03	6
162	-26.400	0.63947E-03	6
163	-26.600	0.63514E-03	6
164	-26.800	0.63082E-03	6
165	-27.000	0.62651E-03	6
166	-27.200	0.62220E-03	6
167	-27.400	-0.63141E-03	7
168	-27.600	-0.64795E-03	7
169	-27.800	-0.66447E-03	7
170	-28.000	-0.68100E-03	7
171	-28.200	-0.69752E-03	7
172	-28.400	-0.71404E-03	7
173	-28.500	-0.72230E-03	7

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 25

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE Leftwall GRUPPO Spalla_B*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	5.700	0.7203E-09	0.5748E-09	5.600
	B	5.500	1.120	0.2488	5.600
2	A	5.500	1.120	0.2488	5.600
	B	5.350	1.960	0.7624	5.600
3	A	5.350	596.6	0.1681E-08	87.11
	B	5.150	582.1	0.1295E-08	87.11
4	A	5.150	582.1	0.1455E-08	84.62
	B	4.950	567.7	0.1746E-08	84.62
5	A	4.950	567.7	0.1513E-08	82.14
	B	4.750	553.2	0.1630E-08	82.14
6	A	4.750	553.2	0.2237E-08	79.65
	B	4.550	538.7	0.1579E-08	79.65
7	A	4.550	538.7	0.2223E-08	77.16
	B	4.350	524.2	0.1608E-08	77.16
8	A	4.350	524.2	0.1870E-08	74.67
	B	4.150	509.8	5.909	74.67
9	A	4.150	509.8	5.909	72.35
	B	3.950	495.3	20.35	72.35
10	A	3.950	495.3	20.35	72.35
	B	3.750	480.8	34.29	72.35
11	A	3.750	480.8	34.29	72.35
	B	3.550	466.4	47.73	72.35
12	A	3.550	466.4	47.73	72.35
	B	3.350	451.9	60.67	72.35
13	A	3.350	451.9	60.67	72.35
	B	3.150	437.4	73.12	72.35
14	A	3.150	437.4	73.12	72.35
	B	2.950	423.0	85.07	72.35
15	A	2.950	423.0	85.07	58.19
	B	2.750	411.5	96.71	58.19
16	A	2.750	411.5	96.71	62.08
	B	2.550	400.0	107.5	62.08
17	A	2.550	400.0	107.5	66.88
	B	2.350	388.5	117.4	66.88

PARATIE 7.00
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 26

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	2.350	388.5	117.4	71.68
	B	2.150	377.1	126.2	71.68
19	A	2.150	569.8	0.	76.48
	B	1.950	558.3	0.	76.48
20	A	1.950	558.3	0.	81.28
	B	1.750	546.8	0.	81.28
21	A	1.750	546.8	0.	86.08
	B	1.550	535.4	0.	86.08
22	A	1.550	535.4	0.	90.89
	B	1.350	523.9	0.	90.89
23	A	1.350	523.9	0.	95.69
	B	1.150	512.4	0.	95.69
24	A	1.150	512.4	0.	100.5
	B	0.9500	500.9	0.	100.5
25	A	0.9500	500.9	0.	105.3
	B	0.7500	489.5	0.	105.3
26	A	0.7500	489.5	0.	110.1
	B	0.5500	478.0	21.08	110.1
27	A	0.5500	478.0	21.08	114.9
	B	0.3500	466.5	44.06	114.9
28	A	0.3500	466.5	44.06	119.7
	B	0.1500	455.1	68.00	119.7
29	A	0.1500	455.1	68.00	123.9
	B	0.	446.5	86.59	123.9
30	A	0.	446.5	86.59	125.7
	B	-0.2000	435.0	111.7	125.7
31	A	-0.2000	435.0	111.7	124.2
	B	-0.4000	423.7	136.6	124.2
32	A	-0.4000	423.7	136.6	121.3
	B	-0.6000	412.4	160.8	121.3
33	A	-0.6000	412.4	160.8	117.6
	B	-0.8000	401.1	184.3	117.6
34	A	-0.8000	401.1	184.3	113.9
	B	-1.000	389.9	207.1	113.9
35	A	-1.000	389.9	207.1	110.2
	B	-1.200	378.8	229.2	110.2
36	A	-1.200	378.8	229.2	106.4
	B	-1.400	367.8	250.4	106.4
37	A	-1.400	367.8	250.4	102.5
	B	-1.600	356.8	270.9	102.5
38	A	-1.600	356.8	270.9	98.50
	B	-1.800	345.9	290.6	98.50
39	A	-1.800	345.9	290.6	94.44
	B	-2.000	335.1	309.5	94.44
40	A	-2.000	335.1	309.5	90.31
	B	-2.200	324.5	327.6	90.31

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 27

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-2.200	324.5	327.6	86.09
	B	-2.400	313.9	344.8	86.09
42	A	-2.400	313.9	344.8	81.80
	B	-2.600	303.4	361.2	81.80
43	A	-2.600	303.4	361.2	77.42
	B	-2.800	293.1	376.6	77.42
44	A	-2.800	293.1	376.6	73.03
	B	-3.000	282.8	391.3	73.03
45	A	-3.000	282.8	391.3	68.64
	B	-3.200	272.7	405.0	68.64
46	A	-3.200	272.7	405.0	64.26
	B	-3.400	262.7	417.8	64.26
47	A	-3.400	262.7	417.8	59.89
	B	-3.600	252.8	429.8	59.89
48	A	-3.600	252.8	429.8	55.53
	B	-3.800	243.1	440.9	55.53
49	A	-3.800	243.1	440.9	51.18
	B	-4.000	233.4	451.2	51.18
50	A	-4.000	233.4	451.2	47.48
	B	-4.200	223.9	460.6	47.48
51	A	-4.200	223.9	460.6	46.70
	B	-4.400	214.6	469.1	46.70
52	A	-4.400	214.6	469.1	45.92
	B	-4.600	205.4	476.9	45.92
53	A	-4.600	205.4	476.9	45.13
	B	-4.800	196.4	483.8	45.13
54	A	-4.800	196.4	483.8	44.35
	B	-5.000	187.5	489.8	44.35
55	A	-5.000	187.5	489.8	43.56
	B	-5.200	178.8	495.1	43.56
56	A	-5.200	178.8	495.1	42.77
	B	-5.400	170.3	499.5	42.77
57	A	-5.400	170.3	499.5	41.98
	B	-5.600	161.9	503.2	41.98
58	A	-5.600	161.9	503.2	41.20
	B	-5.800	153.6	506.2	41.20
59	A	-5.800	153.6	506.2	40.42
	B	-6.000	145.5	508.6	40.42
60	A	-6.000	145.5	508.6	39.65
	B	-6.200	137.6	510.3	39.65
61	A	-6.200	137.6	510.3	38.88
	B	-6.400	130.1	511.4	38.88
62	A	-6.400	130.1	511.4	38.13
	B	-6.600	123.4	511.9	38.13
63	A	-6.600	123.4	511.9	37.38
	B	-6.800	117.2	511.9	37.38

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 28

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-6.800	117.2	511.9	36.64
	B	-7.000	113.8	511.4	36.64
65	A	-7.000	113.8	511.4	35.91
	B	-7.200	110.5	510.5	35.91
66	A	-7.200	110.5	510.5	35.19
	B	-7.400	107.1	509.1	35.19
67	A	-7.400	107.1	509.1	34.49
	B	-7.600	103.8	507.4	34.49
68	A	-7.600	103.8	507.4	33.79
	B	-7.800	100.5	505.3	33.79
69	A	-7.800	100.5	505.3	33.10
	B	-8.000	97.14	502.8	33.10
70	A	-8.000	97.14	502.8	32.43
	B	-8.200	93.82	500.1	32.43
71	A	-8.200	93.82	500.1	32.20
	B	-8.400	90.50	497.4	32.20
72	A	-8.400	90.50	497.4	31.97
	B	-8.600	87.19	494.8	31.97
73	A	-8.600	87.19	494.8	30.70
	B	-8.800	83.90	491.4	30.70
74	A	-8.800	83.90	491.4	29.44
	B	-9.000	80.65	487.4	29.44
75	A	-9.000	80.65	487.4	28.22
	B	-9.200	77.43	482.8	28.22
76	A	-9.200	77.43	482.8	27.03
	B	-9.400	74.25	477.6	27.03
77	A	-9.400	74.25	477.6	28.55
	B	-9.600	71.11	471.9	28.55
78	A	-9.600	71.11	471.9	30.94
	B	-9.800	68.02	465.7	30.94
79	A	-9.800	68.02	465.7	33.12
	B	-10.00	67.84	459.1	33.12
80	A	-10.00	67.84	459.1	35.09
	B	-10.20	67.67	452.1	35.09
81	A	-10.20	67.67	452.1	36.87
	B	-10.40	67.42	444.7	36.87
82	A	-10.40	67.42	444.7	38.45
	B	-10.60	67.11	437.0	38.45
83	A	-10.60	67.11	437.0	39.86
	B	-10.80	66.73	429.0	39.86
84	A	-10.80	66.73	429.0	41.10
	B	-11.00	66.31	420.8	41.10
85	A	-11.00	66.31	420.8	42.98
	B	-11.20	65.74	412.2	42.98
86	A	-11.20	65.74	412.2	44.65
	B	-11.40	65.04	403.3	44.65

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 29

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
87	A	-11.40	65.04	403.3	46.12
	B	-11.60	64.20	394.1	46.12
88	A	-11.60	64.20	394.1	47.39
	B	-11.80	63.25	384.6	47.39
89	A	-11.80	63.25	384.6	48.49
	B	-12.00	62.20	374.9	48.49
90	A	-12.00	62.20	374.9	49.42
	B	-12.20	61.04	365.0	49.42
91	A	-12.20	61.04	365.0	50.18
	B	-12.40	59.79	355.0	50.18
92	A	-12.40	59.79	355.0	50.79
	B	-12.60	58.47	344.8	50.79
93	A	-12.60	58.47	344.8	51.26
	B	-12.80	57.06	334.6	51.26
94	A	-12.80	57.06	334.6	51.58
	B	-13.00	55.60	324.2	51.58
95	A	-13.00	55.60	324.2	51.78
	B	-13.20	54.07	313.9	51.78
96	A	-13.20	54.07	313.9	51.86
	B	-13.40	52.49	303.5	51.86
97	A	-13.40	52.49	303.5	51.82
	B	-13.60	50.87	293.1	51.82
98	A	-13.60	50.87	293.1	51.67
	B	-13.80	49.21	282.8	51.67
99	A	-13.80	49.21	282.8	51.43
	B	-14.00	47.51	272.5	51.43
100	A	-14.00	47.51	272.5	51.09
	B	-14.20	45.80	262.3	51.09
101	A	-14.20	45.80	262.3	50.66
	B	-14.40	44.06	252.2	50.66
102	A	-14.40	44.06	252.2	50.16
	B	-14.60	42.30	242.1	50.16
103	A	-14.60	42.30	242.1	49.57
	B	-14.80	40.54	232.2	49.57
104	A	-14.80	40.54	232.2	48.90
	B	-15.00	38.77	222.5	48.90
105	A	-15.00	38.77	222.5	48.17
	B	-15.20	37.01	212.8	48.17
106	A	-15.20	37.01	212.8	47.37
	B	-15.40	35.25	203.3	47.37
107	A	-15.40	35.25	203.3	46.52
	B	-15.60	33.49	194.0	46.52
108	A	-15.60	33.49	194.0	45.61
	B	-15.80	31.75	184.9	45.61
109	A	-15.80	31.75	184.9	44.65
	B	-16.00	30.03	176.0	44.65

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 30

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
110	A	-16.00	30.03	176.0	43.66
	B	-16.20	28.34	167.3	43.66
111	A	-16.20	28.34	167.3	42.63
	B	-16.40	26.66	158.7	42.63
112	A	-16.40	26.66	158.7	41.56
	B	-16.60	25.02	150.4	41.56
113	A	-16.60	25.02	150.4	40.47
	B	-16.80	23.40	142.3	40.47
114	A	-16.80	23.40	142.3	39.35
	B	-17.00	21.82	134.5	39.35
115	A	-17.00	21.82	134.5	38.22
	B	-17.20	20.28	126.8	38.22
116	A	-17.20	20.28	126.8	37.06
	B	-17.40	18.78	119.4	37.06
117	A	-17.40	18.78	119.4	35.89
	B	-17.60	17.32	112.2	35.89
118	A	-17.60	17.32	112.2	34.71
	B	-17.80	15.91	105.3	34.71
119	A	-17.80	15.91	105.3	33.52
	B	-18.00	14.54	98.57	33.52
120	A	-18.00	14.54	98.57	32.32
	B	-18.20	13.22	92.11	32.32
121	A	-18.20	13.22	92.11	31.12
	B	-18.40	11.96	85.88	31.12
122	A	-18.40	11.96	85.88	29.92
	B	-18.60	10.74	79.90	29.92
123	A	-18.60	10.74	79.90	28.72
	B	-18.80	9.586	74.16	28.72
124	A	-18.80	9.586	74.16	27.52
	B	-19.00	8.483	68.65	27.52
125	A	-19.00	8.483	68.65	26.32
	B	-19.20	7.439	63.39	26.32
126	A	-19.20	7.439	63.39	25.13
	B	-19.40	6.455	58.36	25.13
127	A	-19.40	6.455	58.36	23.95
	B	-19.60	5.532	53.57	23.95
128	A	-19.60	5.532	53.57	22.78
	B	-19.80	4.672	49.02	22.78
129	A	-19.80	4.672	49.02	21.62
	B	-20.00	3.877	44.69	21.62
130	A	-20.00	3.877	44.69	20.47
	B	-20.20	3.148	40.60	20.47
131	A	-20.20	3.148	40.60	19.34
	B	-20.40	2.487	36.73	19.34
132	A	-20.40	2.487	36.73	18.21
	B	-20.60	1.894	33.09	18.21

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 31

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
133	A	-20.60	1.894	33.09	17.11
	B	-20.80	1.373	29.67	17.11
134	A	-20.80	1.373	29.67	16.02
	B	-21.00	0.9234	26.46	16.02
135	A	-21.00	0.9234	26.46	14.95
	B	-21.20	0.5475	23.47	14.95
136	A	-21.20	0.5475	23.47	13.89
	B	-21.40	0.2467	20.69	13.89
137	A	-21.40	0.2467	20.69	12.86
	B	-21.60	0.2225E-01	18.12	12.86
138	A	-21.60	0.2225E-01	18.12	11.84
	B	-21.80	0.	16.41	11.84
139	A	-21.80	0.	16.41	10.85
	B	-22.00	0.	15.55	10.85
140	A	-22.00	0.	15.55	9.868
	B	-22.20	0.	14.70	9.868
141	A	-22.20	0.	14.70	8.911
	B	-22.40	0.	13.87	8.911
142	A	-22.40	0.	13.87	7.975
	B	-22.60	0.9650E-01	13.04	7.975
143	A	-22.60	0.9650E-01	13.04	7.060
	B	-22.80	0.3605	12.23	7.060
144	A	-22.80	0.3605	12.23	6.353
	B	-23.00	0.5854	11.43	6.353
145	A	-23.00	0.5854	11.43	5.681
	B	-23.20	0.7736	10.66	5.681
146	A	-23.20	0.7736	10.66	5.044
	B	-23.40	0.9274	9.917	5.044
147	A	-23.40	0.9274	9.917	4.441
	B	-23.60	1.049	9.193	4.441
148	A	-23.60	1.049	9.193	3.872
	B	-23.80	1.141	8.493	3.872
149	A	-23.80	1.141	8.493	3.374
	B	-24.00	1.206	7.818	3.374
150	A	-24.00	1.206	7.818	3.249
	B	-24.20	1.246	7.169	3.249
151	A	-24.20	1.246	7.169	3.121
	B	-24.40	1.264	6.544	3.121
152	A	-24.40	1.264	6.544	2.992
	B	-24.60	1.261	5.946	2.992
153	A	-24.60	1.261	5.946	2.861
	B	-24.80	1.240	5.374	2.861
154	A	-24.80	1.240	5.374	2.729
	B	-25.00	1.203	4.828	2.729
155	A	-25.00	1.203	4.828	2.595
	B	-25.20	1.153	4.309	2.595

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 32

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
156	A	-25.20	1.153	4.309	2.459
	B	-25.40	1.200	3.817	2.459
157	A	-25.40	1.200	3.817	2.320
	B	-25.60	1.263	3.353	2.320
158	A	-25.60	1.263	3.353	2.179
	B	-25.80	1.279	2.918	2.179
159	A	-25.80	1.279	2.918	2.035
	B	-26.00	1.255	2.511	2.035
160	A	-26.00	1.255	2.511	1.890
	B	-26.20	1.196	2.133	1.890
161	A	-26.20	1.196	2.133	1.742
	B	-26.40	1.109	1.784	1.742
162	A	-26.40	1.109	1.784	1.593
	B	-26.60	0.9997	1.466	1.593
163	A	-26.60	0.9997	1.466	1.441
	B	-26.80	0.8738	1.177	1.441
164	A	-26.80	0.8738	1.177	1.288
	B	-27.00	0.7377	0.9199	1.288
165	A	-27.00	0.7377	0.9199	1.133
	B	-27.20	0.5974	0.6934	1.133
166	A	-27.20	0.5974	0.6934	0.9760
	B	-27.40	0.4589	0.4981	0.9760
167	A	-27.40	0.4589	0.4981	0.8176
	B	-27.60	0.3282	0.3346	0.8176
168	A	-27.60	0.3282	0.3346	0.6574
	B	-27.80	0.2115	0.2031	0.6574
169	A	-27.80	0.2115	0.2031	0.4956
	B	-28.00	0.1147	0.1040	0.4956
170	A	-28.00	0.1147	0.1040	0.3540
	B	-28.20	0.4393E-01	0.3759E-01	0.3540
171	A	-28.20	0.4393E-01	0.3759E-01	0.1940
	B	-28.40	0.5132E-02	0.4191E-02	0.1940
172	A	-28.40	0.5132E-02	0.4191E-02	0.5132E-01
	B	-28.50	0.7617E-11	0.2410E-09	0.5132E-01

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 33

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

* PARETE Leftwall GRUPPO UHLeft*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	6.987	3.494	0.	0.
2	-0.2000	14.21	5.257	0.	0.
3	-0.4000	21.44	7.020	0.	0.
4	-0.6000	26.11	7.504	0.	0.
5	-0.8000	27.58	6.388	0.	0.
6	-1.000	29.34	6.605	0.	0.
7	-1.200	31.12	7.296	0.	0.
8	-1.400	32.89	7.985	0.	0.
9	-1.600	34.67	8.674	0.	0.
10	-1.800	36.46	9.361	0.	0.
11	-2.000	38.25	10.05	0.	0.
12	-2.200	40.04	10.73	0.	0.
13	-2.400	41.84	11.42	0.	0.
14	-2.600	43.64	12.10	0.	0.
15	-2.800	44.54	12.50	1.500	0.
16	-3.000	45.14	12.79	3.500	0.
17	-3.200	45.74	13.08	5.500	0.
18	-3.400	46.35	13.37	7.500	0.
19	-3.600	46.97	13.67	9.500	0.
20	-3.800	47.59	13.96	11.50	0.
21	-4.000	48.22	14.25	13.50	0.
22	-4.200	51.05	15.02	15.50	0.
23	-4.400	51.55	15.28	17.50	0.
24	-4.600	52.06	15.54	19.50	0.
25	-4.800	52.58	15.81	21.50	0.
26	-5.000	53.12	16.07	23.50	0.
27	-5.200	53.66	16.33	25.50	0.
28	-5.400	54.20	16.59	27.50	0.
29	-5.600	54.76	16.86	29.50	0.
30	-5.800	55.33	17.12	31.50	0.
31	-6.000	55.91	17.38	33.50	0.
32	-6.200	56.49	17.64	35.50	0.
33	-6.400	57.09	17.91	37.50	0.
34	-6.600	57.70	18.17	39.50	0.
35	-6.800	58.31	18.43	41.50	0.

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

15:57:10

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 34

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-7.000	58.94	18.70	43.50	0.
37	-7.200	59.57	18.96	45.50	0.
38	-7.400	60.21	19.23	47.50	0.
39	-7.600	60.87	19.49	49.50	0.
40	-7.800	61.53	19.76	51.50	0.
41	-8.000	62.20	20.03	53.50	0.
42	-8.200	75.51	10.53	55.50	0.
43	-8.400	75.70	10.54	57.50	0.
44	-8.600	68.97	21.29	59.50	0.
45	-8.800	69.45	21.50	61.50	0.
46	-9.000	69.94	21.72	63.50	0.
47	-9.200	70.46	21.94	65.50	0.
48	-9.400	70.99	22.16	67.50	0.
49	-9.600	71.54	22.38	69.50	0.
50	-9.800	72.11	22.60	71.50	0.
51	-10.00	72.69	22.82	73.50	0.
52	-10.20	73.29	23.05	75.50	0.
53	-10.40	73.91	23.27	77.50	0.
54	-10.60	74.55	23.50	79.50	0.
55	-10.80	75.20	23.73	81.50	0.
56	-11.00	77.38	24.83	83.50	0.
57	-11.20	78.15	25.10	85.50	0.
58	-11.40	78.93	25.37	87.50	0.
59	-11.60	79.73	25.65	89.50	0.
60	-11.80	80.55	25.92	91.50	0.
61	-12.00	81.39	26.20	93.50	0.
62	-12.20	82.25	26.48	95.50	0.
63	-12.40	83.13	26.76	97.50	0.
64	-12.60	84.02	27.05	99.50	0.
65	-12.80	84.93	27.34	101.5	0.
66	-13.00	85.86	27.63	103.5	0.
67	-13.20	86.80	27.92	105.5	0.
68	-13.40	87.76	28.22	107.5	0.
69	-13.60	88.73	28.52	109.5	0.
70	-13.80	89.71	28.82	111.5	0.
71	-14.00	90.71	29.12	113.5	0.
72	-14.20	91.73	29.42	115.5	0.
73	-14.40	92.75	29.73	117.5	0.
74	-14.60	93.87	30.04	119.5	0.
75	-14.80	94.99	30.35	121.5	0.
76	-15.00	96.12	30.66	123.5	0.
77	-15.20	97.25	30.98	125.5	0.
78	-15.40	98.38	31.29	127.5	0.
79	-15.60	99.51	31.61	129.5	0.
80	-15.80	100.6	31.93	131.5	0.
81	-16.00	101.8	32.25	133.5	0.

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

15:57:10

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 35

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
82	-16.20	102.9	32.57	135.5	0.
83	-16.40	104.1	32.90	137.5	0.
84	-16.60	105.2	33.23	139.5	0.
85	-16.80	106.4	33.55	141.5	0.
86	-17.00	107.5	33.88	143.5	0.
87	-17.20	108.7	34.22	145.5	0.
88	-17.40	109.8	34.55	147.5	0.
89	-17.60	111.0	34.89	149.5	0.
90	-17.80	112.2	35.22	151.5	0.
91	-18.00	113.3	35.56	153.5	0.
92	-18.20	114.5	35.90	155.5	0.
93	-18.40	115.7	36.24	157.5	0.
94	-18.60	116.8	36.58	159.5	0.
95	-18.80	118.0	36.92	161.5	0.
96	-19.00	119.2	37.26	163.5	0.
97	-19.20	120.4	37.61	165.5	0.
98	-19.40	121.5	37.95	167.5	0.
99	-19.60	122.7	38.29	169.5	0.
100	-19.80	123.9	38.63	171.5	0.
101	-20.00	125.1	38.97	173.5	0.
102	-20.20	126.2	39.32	175.5	0.
103	-20.40	127.4	39.66	177.5	0.
104	-20.60	128.6	40.00	179.5	0.
105	-20.80	129.8	40.35	181.5	0.
106	-21.00	130.9	40.69	183.5	0.
107	-21.20	132.1	41.03	185.5	0.
108	-21.40	133.3	41.38	187.5	0.
109	-21.60	134.5	41.72	189.5	0.
110	-21.80	135.7	42.06	191.5	0.
111	-22.00	137.0	42.41	193.5	0.
112	-22.20	138.2	42.75	195.5	0.
113	-22.40	139.4	43.09	197.5	0.
114	-22.60	140.7	43.44	199.5	0.
115	-22.80	104.0	64.35	201.5	0.
116	-23.00	104.9	64.82	203.5	0.
117	-23.20	105.8	65.29	205.5	0.
118	-23.40	106.7	65.75	207.5	0.
119	-23.60	107.7	66.22	209.5	0.
120	-23.80	108.6	66.69	211.5	0.
121	-24.00	109.5	67.16	213.5	0.
122	-24.20	110.5	67.63	215.5	0.
123	-24.40	111.4	68.09	217.5	0.
124	-24.60	112.3	68.56	219.5	0.
125	-24.80	113.2	69.03	221.5	0.
126	-25.00	114.2	69.50	223.5	0.
127	-25.20	115.1	69.97	225.5	0.

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

15:57:10

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 36

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
128	-25.40	116.0	70.45	227.5	0.
129	-25.60	116.9	70.92	229.5	0.
130	-25.80	117.8	71.40	231.5	0.
131	-26.00	118.7	71.87	233.5	0.
132	-26.20	119.6	72.34	235.5	0.
133	-26.40	120.5	72.82	237.5	0.
134	-26.60	121.4	73.29	239.5	0.
135	-26.80	122.3	73.76	241.5	0.
136	-27.00	123.2	74.24	243.5	0.
137	-27.20	124.1	74.71	245.5	0.
138	-27.40	125.0	75.19	247.5	0.
139	-27.60	125.9	75.66	249.5	0.
140	-27.80	126.8	76.13	251.5	0.
141	-28.00	127.7	76.61	253.5	0.
142	-28.20	128.6	77.08	255.5	0.
143	-28.40	129.5	77.55	257.5	0.
144	-28.50	130.0	77.79	258.5	0.

PARATIE 7.00
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 37

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

* PARETE Leftwall GRUPPO DHLeft*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	4.284	2.142	0.	0.
2	-0.2000	5.903	1.850	0.	0.
3	-0.4000	8.090	3.700	0.	0.
4	-0.6000	10.28	4.996	0.	0.
5	-0.8000	12.47	6.151	0.	0.
6	-1.000	14.65	7.305	0.	0.
7	-1.200	16.84	8.459	0.	0.
8	-1.400	19.03	9.614	0.	0.
9	-1.600	21.22	10.77	0.	0.
10	-1.800	23.41	11.92	0.	0.
11	-2.000	25.60	13.08	0.	0.
12	-2.200	27.80	14.23	0.	0.
13	-2.400	29.99	15.39	0.	0.
14	-2.600	32.18	16.54	0.	0.
15	-2.800	33.46	17.23	1.500	0.
16	-3.000	34.44	17.76	3.500	0.
17	-3.200	35.42	18.29	5.500	0.
18	-3.400	36.39	18.82	7.500	0.
19	-3.600	37.37	19.35	9.500	0.
20	-3.800	38.35	19.85	11.50	0.
21	-4.000	39.33	19.90	13.50	0.
22	-4.200	40.80	19.41	15.50	0.
23	-4.400	41.71	19.91	17.50	0.
24	-4.600	42.62	20.40	19.50	0.
25	-4.800	43.53	20.90	21.50	0.
26	-5.000	44.44	21.40	23.50	0.
27	-5.200	45.36	21.51	25.50	0.
28	-5.400	46.27	21.53	27.50	0.
29	-5.600	47.19	21.56	29.50	0.
30	-5.800	48.10	21.59	31.50	0.
31	-6.000	49.02	21.62	33.50	0.
32	-6.200	49.94	21.67	35.50	0.
33	-6.400	50.86	21.72	37.50	0.
34	-6.600	51.78	21.77	39.50	0.
35	-6.800	52.70	21.84	41.50	0.

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

15:57:10

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 38

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-7.000	53.62	21.91	43.50	0.
37	-7.200	54.55	21.98	45.50	0.
38	-7.400	55.47	22.06	47.50	0.
39	-7.600	56.40	22.15	49.50	0.
40	-7.800	57.33	22.25	51.50	0.
41	-8.000	58.25	22.35	53.50	0.
42	-8.200	75.05	12.00	55.50	0.
43	-8.400	75.28	11.93	57.50	0.
44	-8.600	62.76	25.23	59.50	0.
45	-8.800	63.67	25.15	61.50	0.
46	-9.000	64.59	25.09	63.50	0.
47	-9.200	65.50	25.03	65.50	0.
48	-9.400	66.42	24.99	67.50	0.
49	-9.600	67.35	24.97	69.50	0.
50	-9.800	68.27	24.95	71.50	0.
51	-10.00	69.20	24.95	73.50	0.
52	-10.20	70.13	24.96	75.50	0.
53	-10.40	71.06	24.98	77.50	0.
54	-10.60	72.00	25.01	79.50	0.
55	-10.80	72.93	25.06	81.50	0.
56	-11.00	74.73	26.37	83.50	0.
57	-11.20	75.84	26.41	85.50	0.
58	-11.40	76.95	26.47	87.50	0.
59	-11.60	78.06	26.55	89.50	0.
60	-11.80	79.18	26.63	91.50	0.
61	-12.00	80.30	26.73	93.50	0.
62	-12.20	81.42	26.85	95.50	0.
63	-12.40	82.55	26.98	97.50	0.
64	-12.60	83.68	27.12	99.50	0.
65	-12.80	84.81	27.27	101.5	0.
66	-13.00	85.94	27.43	103.5	0.
67	-13.20	87.08	27.61	105.5	0.
68	-13.40	88.21	27.79	107.5	0.
69	-13.60	89.35	27.99	109.5	0.
70	-13.80	90.50	28.19	111.5	0.
71	-14.00	91.64	28.41	113.5	0.
72	-14.20	92.79	28.64	115.5	0.
73	-14.40	93.94	28.87	117.5	0.
74	-14.60	95.09	29.12	119.5	0.
75	-14.80	96.24	29.37	121.5	0.
76	-15.00	97.39	29.63	123.5	0.
77	-15.20	98.55	29.90	125.5	0.
78	-15.40	99.71	30.18	127.5	0.
79	-15.60	100.9	30.46	129.5	0.
80	-15.80	102.0	30.75	131.5	0.
81	-16.00	103.2	31.05	133.5	0.

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

15:57:10

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 39

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
82	-16.20	104.4	31.35	135.5	0.
83	-16.40	105.5	31.66	137.5	0.
84	-16.60	106.7	31.97	139.5	0.
85	-16.80	107.9	32.29	141.5	0.
86	-17.00	109.0	32.62	143.5	0.
87	-17.20	110.2	32.95	145.5	0.
88	-17.40	111.4	33.28	147.5	0.
89	-17.60	112.5	33.62	149.5	0.
90	-17.80	113.7	33.96	151.5	0.
91	-18.00	114.9	34.31	153.5	0.
92	-18.20	116.0	34.66	155.5	0.
93	-18.40	117.2	35.01	157.5	0.
94	-18.60	118.4	35.36	159.5	0.
95	-18.80	119.6	35.72	161.5	0.
96	-19.00	120.7	36.08	163.5	0.
97	-19.20	121.9	36.45	165.5	0.
98	-19.40	123.1	36.81	167.5	0.
99	-19.60	124.3	37.18	169.5	0.
100	-19.80	125.5	37.55	171.5	0.
101	-20.00	126.6	37.92	173.5	0.
102	-20.20	127.8	38.29	175.5	0.
103	-20.40	129.0	38.66	177.5	0.
104	-20.60	130.2	39.04	179.5	0.
105	-20.80	131.3	39.42	181.5	0.
106	-21.00	132.5	39.79	183.5	0.
107	-21.20	133.7	40.17	185.5	0.
108	-21.40	134.9	40.55	187.5	0.
109	-21.60	136.0	40.93	189.5	0.
110	-21.80	137.2	41.31	191.5	0.
111	-22.00	138.4	41.69	193.5	0.
112	-22.20	139.6	42.07	195.5	0.
113	-22.40	140.8	42.45	197.5	0.
114	-22.60	141.9	42.83	199.5	0.
115	-22.80	105.1	62.66	201.5	0.
116	-23.00	105.9	63.18	203.5	0.
117	-23.20	106.7	63.71	205.5	0.
118	-23.40	107.5	64.23	207.5	0.
119	-23.60	108.3	64.76	209.5	0.
120	-23.80	109.1	65.28	211.5	0.
121	-24.00	109.9	65.80	213.5	0.
122	-24.20	110.7	66.33	215.5	0.
123	-24.40	111.5	66.85	217.5	0.
124	-24.60	112.4	67.38	219.5	0.
125	-24.80	113.2	67.90	221.5	0.
126	-25.00	114.0	68.43	223.5	0.
127	-25.20	114.8	68.95	225.5	0.

PARATIE 7.00
22 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

15:57:10

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 40

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
128	-25.40	115.6	69.47	227.5	0.
129	-25.60	116.4	70.00	229.5	0.
130	-25.80	117.2	70.52	231.5	0.
131	-26.00	118.0	71.05	233.5	0.
132	-26.20	118.8	71.57	235.5	0.
133	-26.40	119.6	72.10	237.5	0.
134	-26.60	120.4	72.62	239.5	0.
135	-26.80	121.2	73.14	241.5	0.
136	-27.00	122.0	73.67	243.5	0.
137	-27.20	122.8	74.19	245.5	0.
138	-27.40	123.6	74.72	247.5	0.
139	-27.60	124.5	75.24	249.5	0.
140	-27.80	125.3	75.76	251.5	0.
141	-28.00	126.1	76.29	253.5	0.
142	-28.20	126.9	76.81	255.5	0.
143	-28.40	127.7	77.33	257.5	0.
144	-28.50	128.1	77.60	258.5	0.

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 41
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO
 (LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MOLLA)

SPINTA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA ACQUA = Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA TOTALE VERA = Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura kN/m

SPINTA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE	1	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
SPINTA EFFICACE VERA			2373.9	2373.9
SPINTA ACQUA			3341.2	3341.2
SPINTA TOTALE VERA			5715.1	5715.1
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			1270.5	1270.5
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			15968.	15968.
RAPPORTO PASSIVA/VERA			6.7265	6.7265
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			15.%	15.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1.8685	1.8685

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 42
 22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
 History 0 - GTT

FASE	2	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			2370.4	2370.4
			3341.2	3341.2
			5711.5	5711.5
			1270.5	1270.5
			15968.	15968.
			6.7365	6.7365
			15.%	15.%
			1.8657	1.8657

FASE	3	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			2374.8	2365.5
			3341.2	3341.2
			5716.0	5706.6
			1270.5	1270.5
			15968.	15968.
			6.7239	6.7505
			15.%	15.%
			1.8692	1.8619

FASE	4	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			2395.7	2338.3
			3341.2	3341.2
			5736.8	5679.5
			1270.5	1270.5
			15968.	15968.
			6.6654	6.8289
			15.%	15.%
			1.8856	1.8405

FASE	5	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			2388.9	2344.5
			3341.2	3341.2
			5730.0	5685.6
			1270.5	1270.5
			15968.	15968.
			6.6843	6.8110
			15.%	15.%
			1.8803	1.8453

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 43
22 NOVEMBRE 2016 15:57:10
History 0 - GTT

FASE	6	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			2239.9	2441.3
			3341.2	3341.2
			5581.1	5782.5
			1270.5	1270.5
			9887.5	9888.7
			4.4142	4.0505
			23.%	25.%
			1.7631	1.9216

FASE	7	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			2515.4	2197.9
			3341.2	3341.2
			5856.6	5539.1
			1270.5	1270.5
			9887.5	9887.5
			3.9307	4.4985
			25.%	22.%
			1.9799	1.7300

OUTPUT PLOTS:

7.2 Combinazione 2

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

```
*****  
**  
**          P A R A T I E          **  
**  
**          RELEASE 7.00  VERSIONE WIN  **  
**  
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10  **  
**                   20129 MILANO  **  
**  
*****
```

JOBNAME C:\PI-PROGETTI\BPD\LAVORO_Spalla_B_Singola_Def\A2M2_Appoggio_HIST

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 7.00.

```
N. comando
1: * Paratie for Windows version 7.0
2: * Filename=
   <c:\pi-progetti\bpd\lavoro\_spalla_b_singola\_def\a2m2_appoggio_hist
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - GTT
8: delta 0.2
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14:   wall Leftwall 0 -32 5.7
15: *
16: soil UHLeft Leftwall -32 0 1 0
17: soil DHLeft Leftwall -32 0 2 180
18: *
19: prescribe Leftwall 5.35 1 0 REL 3 6
20: *
21: material CLS300 3E+007
22: *
23: beam Spalla_B Leftwall -32 5.7 CLS300 0.948812 00 00
24: *
25: * Soil Profile
26: *
27:   ldata          B 0
28:     weight      18.5 8.5 10
29:     atrest      0.677734 0 1
30:     resistance  2 18.8 0.448 2.383
31:     young       2500 3750
32:   endlayer
33:   ldata          C -4.2
34:     weight      18 8 10
35:     atrest      0.677734 0 1
36:     resistance  0 18.8 0.448 2.383
37:     young       3000 4500
38:   endlayer
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

PAG. 3

N. comando

```
39:   ldata          D -8.2
40:     weight       11.5 1.5 10
41:     atrest        0.831511 0 1
42:     resistance    0 9.7 0.655 1.524
43:     young         600 1800
44:   endlayer
45:   ldata          E -8.6
46:     weight       18 8 10
47:     atrest        0.690983 0 1
48:     resistance    0 18 0.463 2.266
49:     young         6000 9000
50:   endlayer
51:   ldata          F -11
52:     weight       19.5 9.5 10
53:     atrest        0.690983 0 1
54:     resistance    8 18 0.463 2.266
55:     young         8000 12000
56:   endlayer
57:   ldata          G -22.8
58:     weight       19 9 10
59:     atrest        0.538251 0 1
60:     resistance    0 27.5 0.311 3.813
61:     young         12500 18750
62:   endlayer
63: *
64: step 1 : GEOSTATICA
65:   setwall Leftwall
66:     geom 0 0
67:     water -2.65 0
68: endstep
69: *
70: step 2 : REALIZZAZIONE PARATIA
71:   load constant Leftwall 2.2 2 -192.7
72:   setwall Leftwall
73:   add Spalla_B
74: endstep
75: *
76: step 3 : PERMANENTE
77:   load constant Leftwall 5.35 2 -57
78:   load constant Leftwall 5.35 2 -33.4
79:   setwall Leftwall
80:   geom 0 0
81: endstep
82: *
83: step 4 : PERM+TRAFFICO
84:   load step Leftwall 5.35 2 -275
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

PAG. 4

```
N. comando

85: load step Leftwall 5.35 2 -133
86: load step Leftwall 5.35 2 -98.2
87: load step Leftwall 2.9 1 15
88: setwall Leftwall
89: endstep
90: *
91: step 5 : PERM + TRAFFICO X 0,75 + FRENATURA
92: load step Leftwall 2.9 1 15
93: load step Leftwall 5.7 1 5.6
94: load step Leftwall 5.35 2 -206.3
95: load step Leftwall 5.35 2 -99.75
96: load step Leftwall 5.35 2 -73.65
97: setwall Leftwall
98: endstep
99: *
100: step 6 : SISMA verso spalla C
101: change B U-KP=1.645
102: change B D-KP=1.64505
103: change C U-KP=1.583
104: change C D-KP=1.58274
105: change D U-KP=0
106: change D D-KP=0
107: change E U-KP=1.583
108: change E D-KP=1.58274
109: change F U-KP=1.607
110: change F D-KP=1.60739
111: change G U-KP=2.363
112: change G D-KP=2.36268
113: load step Leftwall 5.35 1 23.4
114: dload step Leftwall 2.9 12.33 5.7 12.33
115: dload step Leftwall 0 23.38 2.9 23.38
116: dload step Leftwall -28.5 6.73 0 6.73
117: setwall Leftwall
118: surcharge 0 0 0 0
119: endstep
120: *
121: step 7 : SISMA verso spalla A
122: change B U-KP=1.953
123: change B D-KP=1.953
124: change C U-KP=1.944
125: change C D-KP=1.944
126: change D U-KP=0
127: change D D-KP=0
128: change E U-KP=1.866
129: change E D-KP=1.866
130: change F U-KP=1.89
```

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

PAG. 5

N. comando

131: change F D-KP=1.89
132: change G U-KP=2.989
133: change G D-KP=2.989
134: load constant Leftwall 5.35 1 -23.4
135: dload constant Leftwall 2.9 -12.33 5.7 -12.33
136: dload constant Leftwall 0 -23.38 2.9 -23.38
137: dload constant Leftwall -32 -6.73 0 -6.73
138: setwall Leftwall
139: endstep
140: *
141: *

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

PAG. 6

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER B

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -4.2000	m	
peso fuori falda	= 18.500	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 8.5000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 2.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 18.800	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.44800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.3830		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.67773		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 2500.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 3750.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 2.0000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 18.800	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.44800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.3830		(A VALLE)

LAYER C

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -4.2000	m	
quota inferiore	= -8.2000	m	
peso fuori falda	= 18.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 8.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 18.800	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.44800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.3830		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.67773		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 3000.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 4500.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 18.800	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.44800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.3830		(A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

PAG. 7

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER D

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.2000	m	
quota inferiore	= -8.6000	m	
peso fuori falda	= 11.500	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 1.5000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 9.7000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.65500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 1.5240		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.83151		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 600.00	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 1800.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 9.7000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.65500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 1.5240		(A VALLE)

LAYER E

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.6000	m	
quota inferiore	= -11.000	m	
peso fuori falda	= 18.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 8.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 18.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.46300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.2660		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.69098		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 6000.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 9000.0	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 18.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.46300		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.2660		(A VALLE)

LAYER F

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -11.000	m	
quota inferiore	= -22.800	m	
peso fuori falda	= 19.500	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 9.5000	kN/m ³	

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

PAG. 8

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 8.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 18.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.46300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.2660		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.69098		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 8000.0	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 12000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 8.0000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 18.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.46300		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.2660		(A VALLE)

LAYER G

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -22.800	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 19.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 9.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 27.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.31100		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.8130		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.53825		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 12500.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 18750.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 27.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.31100		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.8130		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 9

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

History 0 - GTT

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER B

coeff. spinta passiva kp	=	1.6450	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.6451	(A VALLE)

LAYER C

coeff. spinta passiva kp	=	1.5830	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.5827	(A VALLE)

LAYER D

coeff. spinta passiva kp	=	0.0000	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	0.0000	(A VALLE)

LAYER E

coeff. spinta passiva kp	=	1.5830	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.5827	(A VALLE)

LAYER F

coeff. spinta passiva kp	=	1.6070	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.6074	(A VALLE)

LAYER G

coeff. spinta passiva kp	=	2.3630	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.3627	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

PAG. 10

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

LAYER B			
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530	(A VALLE)
LAYER C			
coeff. spinta passiva kp	=	1.9440	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9440	(A VALLE)
LAYER E			
coeff. spinta passiva kp	=	1.8660	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8660	(A VALLE)
LAYER F			
coeff. spinta passiva kp	=	1.8900	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8900	(A VALLE)
LAYER G			
coeff. spinta passiva kp	=	2.9890	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.9890	(A VALLE)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

PAG. 11

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL Leftwall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-2.6500	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-32.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL Leftwall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-2.6500	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota di equil. pressioni dell'acqua	= -32.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL Leftwall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -2.6500	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -32.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL Leftwall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -2.6500 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -32.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)
 accelerazione sismica orizz. = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a monte = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a valle = 0.0000 [g]
 angolo beta a monte = 0.0000 [°]
 delta/phi a monte = 0.0000
 angolo beta a valle = 0.0000 [°]
 delta/phi a valle = 0.0000
 opzione dyn. acqua = 0.0000 (1=pervious)
 rapporto pressioni in eccesso Ru = 0.0000
 Wood bottom pressure = 0.0000 kPa
 Wood top pressure = 0.0000 m
 Wood bottom pressure elev. = 0.0000 kPa
 Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL Leftwall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -2.6500 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -32.0000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL Leftwall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -2.6500	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -32.0000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

Wood bottom pressure elev. = 0.0000 kPa
 Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL Leftwall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -2.6500 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -32.0000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)
 accelerazione sismica orizz. = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a monte = 0.0000 [g]
 accel. sismica vert. a valle = 0.0000 [g]
 angolo beta a monte = 0.0000 [°]
 delta/phi a monte = 0.0000
 angolo beta a valle = 0.0000 [°]
 delta/phi a valle = 0.0000
 opzione dyn. acqua = 0.0000 (1=pervious)
 rapporto pressioni in eccesso Ru = 0.0000
 Wood bottom pressure = 0.0000 kPa
 Wood top pressure = 0.0000 m
 Wood bottom pressure elev. = 0.0000 kPa
 Wood top pressure elev. = 0.0000 m

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 16

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	Leftwall	0.	-32.00	UPHILL	0.
DHLeft	Leftwall	0.	-32.00	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Spalla_B	Leftwall	5.700	-32.00	_	0.9488

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 17

RIASSUNTO DATI VARI

=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
CLS3	3E+007

SPOSTAMENTI IMPRESSI							
Wall	Zeta	Dir.	type	value	units	from	to
Left	5.35	ydispl	REL	0	m	3	6

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

History 0 - GTT

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	6	6	2.9000	12.330	5.7000	12.330
Left	6	6	0.0000	23.380	2.9000	23.380
Left	6	6	-28.500	6.7300	0.0000	6.7300
Left	7	7	2.9000	-12.330	5.7000	-12.330
Left	7	7	0.0000	-23.380	2.9000	-23.380
Left	7	7	-32.000	-6.7300	0.0000	-6.7300

UNITS FOR Z1 , Z2 =m

UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 19

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	2	7	2.2000	0.0000	-192.70
Left	3	7	5.3500	0.0000	-57.000
Left	3	7	5.3500	0.0000	-33.400
Left	4	4	5.3500	0.0000	-275.00
Left	4	4	5.3500	0.0000	-133.00
Left	4	4	5.3500	0.0000	-98.200
Left	4	4	2.9000	15.000	0.0000
Left	5	5	2.9000	15.000	0.0000
Left	5	5	5.7000	5.6000	0.0000
Left	5	5	5.3500	0.0000	-206.30
Left	5	5	5.3500	0.0000	-99.750
Left	5	5	5.3500	0.0000	-73.650
Left	6	6	5.3500	23.400	0.0000
Left	7	7	5.3500	-23.400	0.0000

UNITS FOR ZETA =m
FORCE UNITS =kN/m
MOMENT UNITS =kN*m/m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

PAG. 20

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	3	SI
3	3	SI
4	3	SI
5	2	SI
6	3	SI
7	4	SI

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

MASSIMI SPOSTAMENTI LATERALI

TUTTI I PASSI

* PARETE Leftwall*

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

* NOTA: LE QUOTE ESPRESSE IN m

E GLI SPOSTAMENTI IN m

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
1	5.7000	-0.45736E-01	7
2	5.5000	-0.45104E-01	7
3	5.3500	-0.44631E-01	7
4	5.1500	-0.43998E-01	7
5	4.9500	-0.43364E-01	7
6	4.7500	-0.42728E-01	7
7	4.5500	-0.42091E-01	7
8	4.3500	-0.41453E-01	7
9	4.1500	-0.40814E-01	7
10	3.9500	-0.40174E-01	7
11	3.7500	-0.39533E-01	7
12	3.5500	-0.38892E-01	7
13	3.3500	-0.38251E-01	7
14	3.1500	-0.37609E-01	7
15	2.9500	-0.36967E-01	7
16	2.7500	-0.36325E-01	7
17	2.5500	-0.35684E-01	7
18	2.3500	-0.35044E-01	7
19	2.1500	-0.34404E-01	7
20	1.9500	-0.33764E-01	7
21	1.7500	-0.33122E-01	7
22	1.5500	-0.32478E-01	7
23	1.3500	-0.31833E-01	7
24	1.1500	-0.31186E-01	7
25	0.95000	-0.30539E-01	7
26	0.75000	-0.29891E-01	7
27	0.55000	-0.29243E-01	7
28	0.35000	-0.28596E-01	7
29	0.15000	-0.27949E-01	7
30	0.0000	-0.27465E-01	7
31	-0.20000	-0.26821E-01	7
32	-0.40000	-0.26179E-01	7
33	-0.60000	-0.25540E-01	7
34	-0.80000	-0.24904E-01	7
35	-1.0000	-0.24271E-01	7
36	-1.2000	-0.23642E-01	7
37	-1.4000	-0.23017E-01	7
38	-1.6000	-0.22397E-01	7

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 22

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

History 0 - GTT

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
39	-1.8000	-0.21782E-01	7
40	-2.0000	-0.21173E-01	7
41	-2.2000	-0.20569E-01	7
42	-2.4000	-0.19972E-01	7
43	-2.6000	-0.19381E-01	7
44	-2.8000	-0.18797E-01	7
45	-3.0000	-0.18220E-01	7
46	-3.2000	-0.17651E-01	7
47	-3.4000	-0.17090E-01	7
48	-3.6000	-0.16536E-01	7
49	-3.8000	-0.15991E-01	7
50	-4.0000	-0.15454E-01	7
51	-4.2000	-0.14926E-01	7
52	-4.4000	-0.14407E-01	7
53	-4.6000	-0.13897E-01	7
54	-4.8000	-0.13396E-01	7
55	-5.0000	-0.12904E-01	7
56	-5.2000	-0.12422E-01	7
57	-5.4000	-0.11950E-01	7
58	-5.6000	-0.11487E-01	7
59	-5.8000	-0.11035E-01	7
60	-6.0000	-0.10592E-01	7
61	-6.2000	-0.10159E-01	7
62	-6.4000	-0.97364E-02	7
63	-6.6000	-0.93238E-02	7
64	-6.8000	-0.89213E-02	7
65	-7.0000	-0.85290E-02	7
66	-7.2000	-0.81468E-02	7
67	-7.4000	-0.77748E-02	7
68	-7.6000	-0.74130E-02	7
69	-7.8000	-0.70613E-02	7
70	-8.0000	-0.67197E-02	7
71	-8.2000	-0.63882E-02	7
72	-8.4000	-0.60667E-02	7
73	-8.6000	-0.57553E-02	7
74	-8.8000	-0.54538E-02	7
75	-9.0000	-0.51623E-02	7
76	-9.2000	-0.48806E-02	7
77	-9.4000	-0.46087E-02	7
78	-9.6000	-0.43465E-02	7
79	-9.8000	-0.40939E-02	7
80	-10.000	-0.38508E-02	7
81	-10.200	-0.36170E-02	7
82	-10.400	-0.33925E-02	7
83	-10.600	-0.31771E-02	7
84	-10.800	-0.29707E-02	7

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 23

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
85	-11.000	-0.27731E-02	7
86	-11.200	-0.25842E-02	7
87	-11.400	-0.24037E-02	7
88	-11.600	-0.22316E-02	7
89	-11.800	-0.20677E-02	7
90	-12.000	-0.19118E-02	7
91	-12.200	-0.17636E-02	7
92	-12.400	-0.16230E-02	7
93	-12.600	-0.14899E-02	7
94	-12.800	0.14137E-02	6
95	-13.000	0.13878E-02	6
96	-13.200	0.13629E-02	6
97	-13.400	0.13391E-02	6
98	-13.600	0.13163E-02	6
99	-13.800	0.12945E-02	6
100	-14.000	0.12736E-02	6
101	-14.200	0.12536E-02	6
102	-14.400	0.12345E-02	6
103	-14.600	0.12162E-02	6
104	-14.800	0.11987E-02	6
105	-15.000	0.11821E-02	6
106	-15.200	0.11661E-02	6
107	-15.400	0.11508E-02	6
108	-15.600	0.11363E-02	6
109	-15.800	0.11223E-02	6
110	-16.000	0.11089E-02	6
111	-16.200	0.10961E-02	6
112	-16.400	0.10838E-02	6
113	-16.600	0.10720E-02	6
114	-16.800	0.10607E-02	6
115	-17.000	0.10497E-02	6
116	-17.200	0.10392E-02	6
117	-17.400	0.10290E-02	6
118	-17.600	0.10191E-02	6
119	-17.800	0.10095E-02	6
120	-18.000	0.10001E-02	6
121	-18.200	0.99096E-03	6
122	-18.400	0.98199E-03	6
123	-18.600	0.97317E-03	6
124	-18.800	0.96449E-03	6
125	-19.000	0.95589E-03	6
126	-19.200	0.94737E-03	6
127	-19.400	0.93888E-03	6
128	-19.600	0.93041E-03	6
129	-19.800	0.92193E-03	6
130	-20.000	0.91341E-03	6

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 24

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

History 0 - GTT

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
131	-20.200	0.90484E-03	6
132	-20.400	0.89619E-03	6
133	-20.600	0.88744E-03	6
134	-20.800	0.87857E-03	6
135	-21.000	0.86956E-03	6
136	-21.200	0.86040E-03	6
137	-21.400	0.85107E-03	6
138	-21.600	0.84155E-03	6
139	-21.800	0.83184E-03	6
140	-22.000	0.82192E-03	6
141	-22.200	0.81178E-03	6
142	-22.400	0.80141E-03	6
143	-22.600	0.79082E-03	6
144	-22.800	0.77998E-03	6
145	-23.000	0.76890E-03	6
146	-23.200	0.75757E-03	6
147	-23.400	0.74600E-03	6
148	-23.600	0.73417E-03	6
149	-23.800	0.72208E-03	6
150	-24.000	0.70973E-03	6
151	-24.200	0.69711E-03	6
152	-24.400	0.68422E-03	6
153	-24.600	0.67105E-03	6
154	-24.800	0.65761E-03	6
155	-25.000	0.64387E-03	6
156	-25.200	0.62986E-03	6
157	-25.400	0.61555E-03	6
158	-25.600	0.60095E-03	6
159	-25.800	0.58607E-03	6
160	-26.000	0.57089E-03	6
161	-26.200	0.55542E-03	6
162	-26.400	0.53966E-03	6
163	-26.600	-0.52927E-03	7
164	-26.800	-0.54550E-03	7
165	-27.000	-0.56160E-03	7
166	-27.200	-0.57756E-03	7
167	-27.400	-0.59339E-03	7
168	-27.600	-0.60910E-03	7
169	-27.800	-0.62469E-03	7
170	-28.000	-0.64016E-03	7
171	-28.200	-0.65551E-03	7
172	-28.400	-0.67077E-03	7
173	-28.600	-0.68593E-03	7
174	-28.800	-0.70099E-03	7
175	-29.000	-0.71598E-03	7
176	-29.200	-0.73088E-03	7

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 25

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

History 0 - GTT

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE Leftwall
177	-29.400	-0.74572E-03	7
178	-29.600	-0.76050E-03	7
179	-29.800	-0.77522E-03	7
180	-30.000	-0.78990E-03	7
181	-30.200	-0.80454E-03	7
182	-30.400	-0.81914E-03	7
183	-30.600	-0.83372E-03	7
184	-30.800	-0.84827E-03	7
185	-31.000	-0.86281E-03	7
186	-31.200	-0.87734E-03	7
187	-31.400	-0.89186E-03	7
188	-31.600	-0.90637E-03	7
189	-31.800	-0.92088E-03	7
190	-32.000	-0.93539E-03	7

PARATIE 7.00
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 26

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE Leftwall GRUPPO Spalla_B*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	5.700	0.2983E-09	0.7276E-09	5.600
	B	5.500	1.120	0.2488	5.600
2	A	5.500	1.120	0.2488	5.600
	B	5.350	1.960	0.7624	5.600
3	A	5.350	596.6	0.	87.98
	B	5.150	582.3	0.4802E-09	87.98
4	A	5.150	582.3	0.	85.50
	B	4.950	568.0	0.	85.50
5	A	4.950	568.0	0.	83.01
	B	4.750	553.7	0.	83.01
6	A	4.750	553.7	0.	80.52
	B	4.550	539.4	0.	80.52
7	A	4.550	539.4	0.	78.03
	B	4.350	525.1	0.	78.03
8	A	4.350	525.1	0.	75.54
	B	4.150	510.8	6.955	75.54
9	A	4.150	510.8	6.955	73.06
	B	3.950	496.5	21.57	73.06
10	A	3.950	496.5	21.57	71.47
	B	3.750	482.2	35.68	71.47
11	A	3.750	482.2	35.68	71.47
	B	3.550	467.9	49.30	71.47
12	A	3.550	467.9	49.30	71.47
	B	3.350	453.7	62.41	71.47
13	A	3.350	453.7	62.41	71.47
	B	3.150	439.4	75.04	71.47
14	A	3.150	439.4	75.04	71.47
	B	2.950	425.1	87.16	71.47
15	A	2.950	425.1	87.16	59.06
	B	2.750	413.8	98.97	59.06
16	A	2.750	413.8	98.97	62.08
	B	2.550	402.5	110.0	62.08
17	A	2.550	402.5	110.0	66.88
	B	2.350	391.2	120.0	66.88

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 27

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	2.350	391.2	120.0	71.68
	B	2.150	379.9	129.0	71.68
19	A	2.150	572.6	0.	76.48
	B	1.950	561.3	0.	76.48
20	A	1.950	561.3	0.	81.28
	B	1.750	550.0	0.	81.28
21	A	1.750	550.0	0.	86.08
	B	1.550	538.7	0.	86.08
22	A	1.550	538.7	0.	90.89
	B	1.350	527.4	0.	90.89
23	A	1.350	527.4	0.	95.69
	B	1.150	516.1	0.	95.69
24	A	1.150	516.1	0.	100.5
	B	0.9500	504.8	0.	100.5
25	A	0.9500	504.8	0.	105.3
	B	0.7500	493.5	0.	105.3
26	A	0.7500	493.5	0.	110.1
	B	0.5500	482.2	21.08	110.1
27	A	0.5500	482.2	21.08	114.9
	B	0.3500	470.9	44.06	114.9
28	A	0.3500	470.9	44.06	119.7
	B	0.1500	459.6	68.00	119.7
29	A	0.1500	459.6	68.00	123.9
	B	0.	451.2	86.59	123.9
30	A	0.	451.2	86.59	125.8
	B	-0.2000	439.9	111.8	125.8
31	A	-0.2000	439.9	111.8	124.6
	B	-0.4000	428.7	136.7	124.6
32	A	-0.4000	428.7	136.7	122.1
	B	-0.6000	417.5	161.1	122.1
33	A	-0.6000	417.5	161.1	118.8
	B	-0.8000	406.4	184.9	118.8
34	A	-0.8000	406.4	184.9	115.5
	B	-1.000	395.4	208.0	115.5
35	A	-1.000	395.4	208.0	112.1
	B	-1.200	384.4	230.4	112.1
36	A	-1.200	384.4	230.4	108.6
	B	-1.400	373.5	252.1	108.6
37	A	-1.400	373.5	252.1	105.0
	B	-1.600	362.6	273.1	105.0
38	A	-1.600	362.6	273.1	101.3
	B	-1.800	351.9	293.4	101.3
39	A	-1.800	351.9	293.4	97.59
	B	-2.000	341.2	312.9	97.59
40	A	-2.000	341.2	312.9	93.76
	B	-2.200	330.6	331.6	93.76

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 28

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-2.200	330.6	331.6	89.85
	B	-2.400	320.1	349.6	89.85
42	A	-2.400	320.1	349.6	85.84
	B	-2.600	309.8	366.8	85.84
43	A	-2.600	309.8	366.8	81.75
	B	-2.800	299.5	383.1	81.75
44	A	-2.800	299.5	383.1	77.64
	B	-3.000	289.3	398.6	77.64
45	A	-3.000	289.3	398.6	73.53
	B	-3.200	279.3	413.3	73.53
46	A	-3.200	279.3	413.3	69.42
	B	-3.400	269.3	427.2	69.42
47	A	-3.400	269.3	427.2	65.31
	B	-3.600	259.5	440.3	65.31
48	A	-3.600	259.5	440.3	61.20
	B	-3.800	249.8	452.5	61.20
49	A	-3.800	249.8	452.5	57.08
	B	-4.000	240.3	463.9	57.08
50	A	-4.000	240.3	463.9	52.97
	B	-4.200	230.8	474.5	52.97
51	A	-4.200	230.8	474.5	48.97
	B	-4.400	221.5	484.3	48.97
52	A	-4.400	221.5	484.3	45.80
	B	-4.600	212.3	493.3	45.80
53	A	-4.600	212.3	493.3	45.06
	B	-4.800	203.3	501.5	45.06
54	A	-4.800	203.3	501.5	44.31
	B	-5.000	194.5	508.9	44.31
55	A	-5.000	194.5	508.9	43.56
	B	-5.200	185.7	515.6	43.56
56	A	-5.200	185.7	515.6	42.81
	B	-5.400	177.2	521.4	42.81
57	A	-5.400	177.2	521.4	42.06
	B	-5.600	168.8	526.4	42.06
58	A	-5.600	168.8	526.4	41.31
	B	-5.800	160.5	530.7	41.31
59	A	-5.800	160.5	530.7	40.57
	B	-6.000	152.4	534.2	40.57
60	A	-6.000	152.4	534.2	39.83
	B	-6.200	144.4	537.1	39.83
61	A	-6.200	144.4	537.1	39.10
	B	-6.400	136.6	539.4	39.10
62	A	-6.400	136.6	539.4	38.37
	B	-6.600	129.1	541.0	38.37
63	A	-6.600	129.1	541.0	37.65
	B	-6.800	122.5	542.1	37.65

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 29

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-6.800	122.5	542.1	36.95
	B	-7.000	116.5	542.6	36.95
65	A	-7.000	116.5	542.6	36.25
	B	-7.200	113.2	542.6	36.25
66	A	-7.200	113.2	542.6	35.56
	B	-7.400	110.0	542.2	35.56
67	A	-7.400	110.0	542.2	34.88
	B	-7.600	106.7	541.3	34.88
68	A	-7.600	106.7	541.3	34.21
	B	-7.800	103.5	540.1	34.21
69	A	-7.800	103.5	540.1	33.55
	B	-8.000	100.2	538.4	33.55
70	A	-8.000	100.2	538.4	32.90
	B	-8.200	96.93	536.4	32.90
71	A	-8.200	96.93	536.4	32.68
	B	-8.400	93.68	534.5	32.68
72	A	-8.400	93.68	534.5	32.46
	B	-8.600	90.43	532.6	32.46
73	A	-8.600	90.43	532.6	31.22
	B	-8.800	87.20	530.0	31.22
74	A	-8.800	87.20	530.0	30.01
	B	-9.000	83.99	526.6	30.01
75	A	-9.000	83.99	526.6	28.83
	B	-9.200	80.82	522.5	28.83
76	A	-9.200	80.82	522.5	27.67
	B	-9.400	77.68	517.8	27.67
77	A	-9.400	77.68	517.8	26.54
	B	-9.600	74.57	512.5	26.54
78	A	-9.600	74.57	512.5	29.18
	B	-9.800	71.50	506.6	29.18
79	A	-9.800	71.50	506.6	31.64
	B	-10.00	68.47	500.3	31.64
80	A	-10.00	68.47	500.3	33.89
	B	-10.20	67.11	493.5	33.89
81	A	-10.20	67.11	493.5	35.94
	B	-10.40	67.04	486.3	35.94
82	A	-10.40	67.04	486.3	37.79
	B	-10.60	66.91	478.8	37.79
83	A	-10.60	66.91	478.8	39.45
	B	-10.80	66.70	470.9	39.45
84	A	-10.80	66.70	470.9	40.93
	B	-11.00	66.44	462.7	40.93
85	A	-11.00	66.44	462.7	43.11
	B	-11.20	66.02	454.1	43.11
86	A	-11.20	66.02	454.1	45.07
	B	-11.40	65.45	445.1	45.07

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 30

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
87	A	-11.40	65.45	445.1	46.83
	B	-11.60	64.74	435.7	46.83
88	A	-11.60	64.74	435.7	48.37
	B	-11.80	63.91	426.0	48.37
89	A	-11.80	63.91	426.0	49.73
	B	-12.00	62.95	416.1	49.73
90	A	-12.00	62.95	416.1	50.90
	B	-12.20	61.88	405.9	50.90
91	A	-12.20	61.88	405.9	51.90
	B	-12.40	60.71	395.5	51.90
92	A	-12.40	60.71	395.5	52.73
	B	-12.60	59.44	385.0	52.73
93	A	-12.60	59.44	385.0	53.40
	B	-12.80	58.09	374.3	53.40
94	A	-12.80	58.09	374.3	53.93
	B	-13.00	56.65	363.5	53.93
95	A	-13.00	56.65	363.5	54.31
	B	-13.20	55.14	352.7	54.31
96	A	-13.20	55.14	352.7	54.56
	B	-13.40	53.57	341.7	54.56
97	A	-13.40	53.57	341.7	54.69
	B	-13.60	51.93	330.8	54.69
98	A	-13.60	51.93	330.8	54.70
	B	-13.80	50.24	319.9	54.70
99	A	-13.80	50.24	319.9	54.60
	B	-14.00	48.51	308.9	54.60
100	A	-14.00	48.51	308.9	54.39
	B	-14.20	46.73	298.1	54.39
101	A	-14.20	46.73	298.1	54.09
	B	-14.40	44.92	287.2	54.09
102	A	-14.40	44.92	287.2	53.70
	B	-14.60	43.07	276.5	53.70
103	A	-14.60	43.07	276.5	53.23
	B	-14.80	41.21	265.9	53.23
104	A	-14.80	41.21	265.9	52.67
	B	-15.00	39.32	255.3	52.67
105	A	-15.00	39.32	255.3	52.04
	B	-15.20	37.42	244.9	52.04
106	A	-15.20	37.42	244.9	51.33
	B	-15.40	35.50	234.7	51.33
107	A	-15.40	35.50	234.7	50.55
	B	-15.60	33.58	224.5	50.55
108	A	-15.60	33.58	224.5	49.71
	B	-15.80	31.66	214.6	49.71
109	A	-15.80	31.66	214.6	48.82
	B	-16.00	29.75	204.8	48.82

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 31

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
110	A	-16.00	29.75	204.8	47.88
	B	-16.20	27.84	195.3	47.88
111	A	-16.20	27.84	195.3	46.89
	B	-16.40	25.93	185.9	46.89
112	A	-16.40	25.93	185.9	45.87
	B	-16.60	24.05	176.7	45.87
113	A	-16.60	24.05	176.7	44.81
	B	-16.80	22.18	167.7	44.81
114	A	-16.80	22.18	167.7	43.71
	B	-17.00	20.33	159.0	43.71
115	A	-17.00	20.33	159.0	42.60
	B	-17.20	18.50	150.5	42.60
116	A	-17.20	18.50	150.5	41.45
	B	-17.40	16.71	142.2	41.45
117	A	-17.40	16.71	142.2	40.29
	B	-17.60	14.94	134.1	40.29
118	A	-17.60	14.94	134.1	39.12
	B	-17.80	13.20	126.3	39.12
119	A	-17.80	13.20	126.3	37.93
	B	-18.00	11.50	118.7	37.93
120	A	-18.00	11.50	118.7	36.72
	B	-18.20	9.838	111.4	36.72
121	A	-18.20	9.838	111.4	35.51
	B	-18.40	8.215	104.3	35.51
122	A	-18.40	8.215	104.3	34.29
	B	-18.60	6.634	97.42	34.29
123	A	-18.60	6.634	97.42	33.07
	B	-18.80	5.098	90.80	33.07
124	A	-18.80	5.098	90.80	31.85
	B	-19.00	3.608	84.43	31.85
125	A	-19.00	3.608	84.43	30.63
	B	-19.20	2.167	78.31	30.63
126	A	-19.20	2.167	78.31	29.41
	B	-19.40	0.7770	72.43	29.41
127	A	-19.40	0.7770	72.43	28.20
	B	-19.60	0.	66.79	28.20
128	A	-19.60	0.	66.79	26.99
	B	-19.80	0.	61.39	26.99
129	A	-19.80	0.	61.39	25.79
	B	-20.00	0.	56.23	25.79
130	A	-20.00	0.	56.23	24.60
	B	-20.20	0.	51.31	24.60
131	A	-20.20	0.	51.31	23.42
	B	-20.40	0.	46.63	23.42
132	A	-20.40	0.	46.63	22.25
	B	-20.60	0.	42.18	22.25

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 32

29 NOVEMBRE 2016 12:40:45

History 0 - GTT

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
133	A	-20.60	0.	42.18	21.09
	B	-20.80	0.	37.96	21.09
134	A	-20.80	0.	37.96	19.95
	B	-21.00	0.	33.97	19.95
135	A	-21.00	0.	33.97	18.82
	B	-21.20	0.	30.21	18.82
136	A	-21.20	0.	30.21	17.71
	B	-21.40	0.	26.66	17.71
137	A	-21.40	0.	26.66	16.62
	B	-21.60	0.	23.34	16.62
138	A	-21.60	0.	23.34	15.54
	B	-21.80	0.	20.23	15.54
139	A	-21.80	0.	20.23	14.48
	B	-22.00	0.	18.90	14.48
140	A	-22.00	0.	18.90	13.43
	B	-22.20	0.	18.10	13.43
141	A	-22.20	0.	18.10	12.41
	B	-22.40	0.	17.32	12.41
142	A	-22.40	0.	17.32	11.40
	B	-22.60	0.	16.54	11.40
143	A	-22.60	0.	16.54	10.41
	B	-22.80	0.	15.77	10.41
144	A	-22.80	0.	15.77	9.587
	B	-23.00	0.	15.01	9.587
145	A	-23.00	0.	15.01	8.794
	B	-23.20	0.	14.27	8.794
146	A	-23.20	0.	14.27	8.031
	B	-23.40	0.	13.57	8.031
147	A	-23.40	0.	13.57	7.299
	B	-23.60	0.	13.81	7.299
148	A	-23.60	0.	13.81	6.597
	B	-23.80	0.2534	14.06	6.597
149	A	-23.80	0.2534	14.06	5.926
	B	-24.00	1.439	14.30	5.926
150	A	-24.00	1.439	14.30	5.285
	B	-24.20	2.495	14.53	5.285
151	A	-24.20	2.495	14.53	4.674
	B	-24.40	3.430	14.75	4.674
152	A	-24.40	3.430	14.75	4.094
	B	-24.60	4.249	14.96	4.094
153	A	-24.60	4.249	14.96	3.543
	B	-24.80	4.958	15.14	3.543
154	A	-24.80	4.958	15.14	3.022
	B	-25.00	5.562	15.30	3.022
155	A	-25.00	5.562	15.30	2.714
	B	-25.20	6.068	15.43	2.714

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 33

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
156	A	-25.20	6.068	15.43	2.613
	B	-25.40	6.482	15.51	2.613
157	A	-25.40	6.482	15.51	2.512
	B	-25.60	6.809	15.56	2.512
158	A	-25.60	6.809	15.56	2.412
	B	-25.80	7.055	15.55	2.412
159	A	-25.80	7.055	15.55	2.313
	B	-26.00	7.226	15.50	2.313
160	A	-26.00	7.226	15.50	2.214
	B	-26.20	7.328	15.38	2.214
161	A	-26.20	7.328	15.38	2.117
	B	-26.40	7.365	15.20	2.117
162	A	-26.40	7.365	15.20	2.021
	B	-26.60	7.342	14.94	2.021
163	A	-26.60	7.342	14.94	1.927
	B	-26.80	7.264	14.61	1.927
164	A	-26.80	7.264	14.61	2.080
	B	-27.00	7.136	14.19	2.080
165	A	-27.00	7.136	14.19	2.529
	B	-27.20	6.962	13.69	2.529
166	A	-27.20	6.962	13.69	3.009
	B	-27.40	6.747	13.09	3.009
167	A	-27.40	6.747	13.09	3.520
	B	-27.60	6.495	12.38	3.520
168	A	-27.60	6.495	12.38	4.063
	B	-27.80	6.210	11.57	4.063
169	A	-27.80	6.210	11.57	4.638
	B	-28.00	5.897	10.64	4.638
170	A	-28.00	5.897	10.64	5.246
	B	-28.20	5.560	9.594	5.246
171	A	-28.20	5.560	9.594	5.887
	B	-28.40	5.203	8.416	5.887
172	A	-28.40	5.203	8.416	6.223
	B	-28.60	4.831	7.171	6.223
173	A	-28.60	4.831	7.171	5.583
	B	-28.80	4.447	6.055	5.583
174	A	-28.80	4.447	6.055	4.976
	B	-29.00	4.056	5.060	4.976
175	A	-29.00	4.056	5.060	4.404
	B	-29.20	3.662	4.179	4.404
176	A	-29.20	3.662	4.179	3.866
	B	-29.40	3.268	3.406	3.866
177	A	-29.40	3.268	3.406	3.362
	B	-29.60	2.879	2.733	3.362
178	A	-29.60	2.879	2.733	2.892
	B	-29.80	2.498	2.155	2.892

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 34

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
179	A	-29.80	2.498	2.155	2.458
	B	-30.00	2.131	1.663	2.458
180	A	-30.00	2.131	1.663	2.058
	B	-30.20	1.779	1.252	2.058
181	A	-30.20	1.779	1.252	1.692
	B	-30.40	1.448	0.9133	1.692
182	A	-30.40	1.448	0.9133	1.534
	B	-30.60	1.141	0.6410	1.534
183	A	-30.60	1.141	0.6410	1.393
	B	-30.80	0.8628	0.4278	1.393
184	A	-30.80	0.8628	0.4278	1.233
	B	-31.00	0.6163	0.2667	1.233
185	A	-31.00	0.6163	0.2667	1.053
	B	-31.20	0.4056	0.1509	1.053
186	A	-31.20	0.4056	0.1509	0.8542
	B	-31.40	0.2348	0.7325E-01	0.8542
187	A	-31.40	0.2348	0.7325E-01	0.6360
	B	-31.60	0.1076	0.2920E-01	0.6360
188	A	-31.60	0.1076	0.2920E-01	0.3980
	B	-31.80	0.2798E-01	0.7422E-02	0.3980
189	A	-31.80	0.2798E-01	0.7422E-02	0.1399
	B	-32.00	0.1535E-11	0.6503E-10	0.1399

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 35

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

* PARETE Leftwall GRUPPO UHLeft*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	5.590	2.795	0.	0.
2	-0.2000	12.82	4.558	0.	0.
3	-0.4000	20.04	6.321	0.	0.
4	-0.6000	25.40	7.149	0.	0.
5	-0.8000	27.33	6.265	0.	0.
6	-1.000	29.40	5.646	0.	0.
7	-1.200	31.47	6.216	0.	0.
8	-1.400	33.54	6.786	0.	0.
9	-1.600	35.62	7.355	0.	0.
10	-1.800	37.70	7.923	0.	0.
11	-2.000	39.78	8.490	0.	0.
12	-2.200	41.87	9.057	0.	0.
13	-2.400	43.97	9.622	0.	0.
14	-2.600	46.06	10.19	0.	0.
15	-2.800	47.15	10.51	1.500	0.
16	-3.000	47.90	10.75	3.500	0.
17	-3.200	48.66	10.99	5.500	0.
18	-3.400	49.42	11.23	7.500	0.
19	-3.600	50.19	11.48	9.500	0.
20	-3.800	50.96	11.72	11.50	0.
21	-4.000	51.74	11.96	13.50	0.
22	-4.200	54.60	12.63	15.50	0.
23	-4.400	55.25	12.85	17.50	0.
24	-4.600	55.91	13.06	19.50	0.
25	-4.800	56.57	13.28	21.50	0.
26	-5.000	57.25	13.49	23.50	0.
27	-5.200	57.93	13.71	25.50	0.
28	-5.400	58.62	13.93	27.50	0.
29	-5.600	59.32	14.14	29.50	0.
30	-5.800	60.03	14.36	31.50	0.
31	-6.000	60.74	14.57	33.50	0.
32	-6.200	61.47	14.79	35.50	0.
33	-6.400	62.20	15.00	37.50	0.
34	-6.600	62.94	15.22	39.50	0.
35	-6.800	63.69	15.44	41.50	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

12:40:45

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 36

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-7.000	64.45	15.65	43.50	0.
37	-7.200	65.21	15.87	45.50	0.
38	-7.400	65.99	16.09	47.50	0.
39	-7.600	66.77	16.30	49.50	0.
40	-7.800	67.56	16.52	51.50	0.
41	-8.000	68.36	16.74	53.50	0.
42	-8.200	79.23	8.646	55.50	0.
43	-8.400	79.44	8.656	57.50	0.
44	-8.600	74.96	18.00	59.50	0.
45	-8.800	75.57	18.17	61.50	0.
46	-9.000	76.20	18.34	63.50	0.
47	-9.200	76.84	18.52	65.50	0.
48	-9.400	77.50	18.69	67.50	0.
49	-9.600	78.17	18.87	69.50	0.
50	-9.800	78.86	19.05	71.50	0.
51	-10.00	79.57	19.23	73.50	0.
52	-10.20	80.29	19.41	75.50	0.
53	-10.40	81.03	19.59	77.50	0.
54	-10.60	81.78	19.77	79.50	0.
55	-10.80	82.55	19.96	81.50	0.
56	-11.00	84.85	20.99	83.50	0.
57	-11.20	85.75	21.20	85.50	0.
58	-11.40	86.66	21.42	87.50	0.
59	-11.60	87.60	21.64	89.50	0.
60	-11.80	88.55	21.86	91.50	0.
61	-12.00	89.52	22.08	93.50	0.
62	-12.20	90.51	22.31	95.50	0.
63	-12.40	91.52	22.54	97.50	0.
64	-12.60	92.54	22.77	99.50	0.
65	-12.80	93.58	23.00	101.5	0.
66	-13.00	94.63	23.23	103.5	0.
67	-13.20	95.69	23.47	105.5	0.
68	-13.40	96.78	23.71	107.5	0.
69	-13.60	97.87	23.95	109.5	0.
70	-13.80	98.98	24.19	111.5	0.
71	-14.00	100.1	24.43	113.5	0.
72	-14.20	101.2	24.68	115.5	0.
73	-14.40	102.4	24.92	117.5	0.
74	-14.60	103.5	25.17	119.5	0.
75	-14.80	104.8	25.42	121.5	0.
76	-15.00	106.0	25.68	123.5	0.
77	-15.20	107.3	25.93	125.5	0.
78	-15.40	108.5	26.19	127.5	0.
79	-15.60	109.8	26.44	129.5	0.
80	-15.80	111.1	26.70	131.5	0.
81	-16.00	112.3	26.96	133.5	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

12:40:45

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 37

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
82	-16.20	113.6	27.22	135.5	0.
83	-16.40	114.9	27.48	137.5	0.
84	-16.60	116.1	27.75	139.5	0.
85	-16.80	117.4	28.01	141.5	0.
86	-17.00	118.7	28.28	143.5	0.
87	-17.20	120.0	28.55	145.5	0.
88	-17.40	121.3	28.82	147.5	0.
89	-17.60	122.5	29.09	149.5	0.
90	-17.80	123.8	29.36	151.5	0.
91	-18.00	125.1	29.63	153.5	0.
92	-18.20	126.4	29.91	155.5	0.
93	-18.40	127.7	30.18	157.5	0.
94	-18.60	129.0	30.46	159.5	0.
95	-18.80	130.3	30.74	161.5	0.
96	-19.00	131.6	31.01	163.5	0.
97	-19.20	132.9	31.29	165.5	0.
98	-19.40	134.2	31.56	167.5	0.
99	-19.60	135.5	31.84	169.5	0.
100	-19.80	136.8	32.12	171.5	0.
101	-20.00	138.1	32.39	173.5	0.
102	-20.20	139.4	32.67	175.5	0.
103	-20.40	140.7	32.95	177.5	0.
104	-20.60	142.0	33.22	179.5	0.
105	-20.80	143.3	33.50	181.5	0.
106	-21.00	144.6	33.77	183.5	0.
107	-21.20	145.9	34.05	185.5	0.
108	-21.40	147.2	34.33	187.5	0.
109	-21.60	148.5	34.60	189.5	0.
110	-21.80	149.8	34.88	191.5	0.
111	-22.00	151.1	35.15	193.5	0.
112	-22.20	152.4	35.43	195.5	0.
113	-22.40	153.8	35.70	197.5	0.
114	-22.60	155.2	35.97	199.5	0.
115	-22.80	122.2	54.66	201.5	0.
116	-23.00	123.3	55.03	203.5	0.
117	-23.20	124.3	55.41	205.5	0.
118	-23.40	125.4	55.79	207.5	0.
119	-23.60	126.5	56.16	209.5	0.
120	-23.80	127.5	56.54	211.5	0.
121	-24.00	128.6	56.91	213.5	0.
122	-24.20	129.6	57.28	215.5	0.
123	-24.40	130.7	57.66	217.5	0.
124	-24.60	131.8	58.03	219.5	0.
125	-24.80	132.8	58.40	221.5	0.
126	-25.00	133.9	58.77	223.5	0.
127	-25.20	134.9	59.14	225.5	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

12:40:45

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 38

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
128	-25.40	136.0	59.51	227.5	0.
129	-25.60	137.0	59.88	229.5	0.
130	-25.80	138.1	60.25	231.5	0.
131	-26.00	139.2	60.61	233.5	0.
132	-26.20	140.2	60.98	235.5	0.
133	-26.40	141.2	61.34	237.5	0.
134	-26.60	142.3	61.71	239.5	0.
135	-26.80	143.3	62.07	241.5	0.
136	-27.00	144.3	62.44	243.5	0.
137	-27.20	145.4	62.80	245.5	0.
138	-27.40	146.4	63.16	247.5	0.
139	-27.60	147.4	63.53	249.5	0.
140	-27.80	148.5	63.89	251.5	0.
141	-28.00	149.5	64.25	253.5	0.
142	-28.20	150.5	64.61	255.5	0.
143	-28.40	151.6	64.97	257.5	0.
144	-28.60	152.6	65.33	259.5	0.
145	-28.80	153.6	65.69	261.5	0.
146	-29.00	154.7	66.04	263.5	0.
147	-29.20	155.7	66.40	265.5	0.
148	-29.40	156.7	66.76	267.5	0.
149	-29.60	157.8	67.12	269.5	0.
150	-29.80	158.8	67.47	271.5	0.
151	-30.00	159.8	67.83	273.5	0.
152	-30.20	160.8	68.19	275.5	0.
153	-30.40	161.9	68.55	277.5	0.
154	-30.60	162.9	68.90	279.5	0.
155	-30.80	163.9	69.26	281.5	0.
156	-31.00	165.0	69.62	283.5	0.
157	-31.20	166.0	69.98	285.5	0.
158	-31.40	167.0	70.33	287.5	0.
159	-31.60	168.0	70.69	289.5	0.
160	-31.80	169.1	71.05	291.5	0.
161	-32.00	170.1	71.44	293.5	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 39

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

* PARETE Leftwall GRUPPO DHLeft*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	4.410	2.205	0.	0.
2	-0.2000	6.309	1.850	0.	0.
3	-0.4000	8.752	3.381	0.	0.
4	-0.6000	11.19	4.402	0.	0.
5	-0.8000	13.64	5.423	0.	0.
6	-1.000	16.08	6.445	0.	0.
7	-1.200	18.53	7.466	0.	0.
8	-1.400	20.97	8.487	0.	0.
9	-1.600	23.42	9.508	0.	0.
10	-1.800	25.86	10.53	0.	0.
11	-2.000	28.31	11.55	0.	0.
12	-2.200	30.75	12.57	0.	0.
13	-2.400	33.20	13.59	0.	0.
14	-2.600	35.65	14.61	0.	0.
15	-2.800	37.08	15.22	1.500	0.
16	-3.000	38.18	15.69	3.500	0.
17	-3.200	39.27	16.16	5.500	0.
18	-3.400	40.37	16.63	7.500	0.
19	-3.600	41.46	17.10	9.500	0.
20	-3.800	42.56	17.57	11.50	0.
21	-4.000	43.65	18.04	13.50	0.
22	-4.200	45.27	17.17	15.50	0.
23	-4.400	46.29	17.61	17.50	0.
24	-4.600	47.31	18.05	19.50	0.
25	-4.800	48.33	18.49	21.50	0.
26	-5.000	49.36	18.93	23.50	0.
27	-5.200	50.38	19.38	25.50	0.
28	-5.400	51.40	19.82	27.50	0.
29	-5.600	52.43	19.86	29.50	0.
30	-5.800	53.46	19.81	31.50	0.
31	-6.000	54.48	19.77	33.50	0.
32	-6.200	55.51	19.74	35.50	0.
33	-6.400	56.54	19.71	37.50	0.
34	-6.600	57.57	19.69	39.50	0.
35	-6.800	58.60	19.68	41.50	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

12:40:45

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 40

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
36	-7.000	59.63	19.67	43.50	0.
37	-7.200	60.66	19.67	45.50	0.
38	-7.400	61.70	19.68	47.50	0.
39	-7.600	62.73	19.69	49.50	0.
40	-7.800	63.77	19.71	51.50	0.
41	-8.000	64.80	19.74	53.50	0.
42	-8.200	78.80	10.34	55.50	0.
43	-8.400	79.04	10.25	57.50	0.
44	-8.600	69.38	23.10	59.50	0.
45	-8.800	70.39	22.94	61.50	0.
46	-9.000	71.41	22.78	63.50	0.
47	-9.200	72.43	22.64	65.50	0.
48	-9.400	73.46	22.51	67.50	0.
49	-9.600	74.48	22.40	69.50	0.
50	-9.800	75.51	22.30	71.50	0.
51	-10.00	76.54	22.21	73.50	0.
52	-10.20	77.57	22.14	75.50	0.
53	-10.40	78.60	22.07	77.50	0.
54	-10.60	79.64	22.02	79.50	0.
55	-10.80	80.68	21.98	81.50	0.
56	-11.00	82.70	23.41	83.50	0.
57	-11.20	83.93	23.35	85.50	0.
58	-11.40	85.16	23.31	87.50	0.
59	-11.60	86.39	23.29	89.50	0.
60	-11.80	87.63	23.28	91.50	0.
61	-12.00	88.87	23.28	93.50	0.
62	-12.20	90.11	23.30	95.50	0.
63	-12.40	91.36	23.33	97.50	0.
64	-12.60	92.61	23.38	99.50	0.
65	-12.80	93.86	23.44	101.5	0.
66	-13.00	95.11	23.51	103.5	0.
67	-13.20	96.37	23.60	105.5	0.
68	-13.40	97.62	23.69	107.5	0.
69	-13.60	98.88	23.80	109.5	0.
70	-13.80	100.1	23.92	111.5	0.
71	-14.00	101.4	24.05	113.5	0.
72	-14.20	102.7	24.19	115.5	0.
73	-14.40	103.9	24.34	117.5	0.
74	-14.60	105.2	24.51	119.5	0.
75	-14.80	106.5	24.68	121.5	0.
76	-15.00	107.8	24.86	123.5	0.
77	-15.20	109.0	25.05	125.5	0.
78	-15.40	110.3	25.24	127.5	0.
79	-15.60	111.6	25.45	129.5	0.
80	-15.80	112.9	25.66	131.5	0.
81	-16.00	114.2	25.88	133.5	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

12:40:45

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 41

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
82	-16.20	115.4	26.11	135.5	0.
83	-16.40	116.7	26.34	137.5	0.
84	-16.60	118.0	26.58	139.5	0.
85	-16.80	119.3	26.83	141.5	0.
86	-17.00	120.6	27.08	143.5	0.
87	-17.20	121.9	27.33	145.5	0.
88	-17.40	123.2	27.60	147.5	0.
89	-17.60	124.5	27.86	149.5	0.
90	-17.80	125.7	28.13	151.5	0.
91	-18.00	127.0	28.41	153.5	0.
92	-18.20	128.3	28.69	155.5	0.
93	-18.40	129.6	28.97	157.5	0.
94	-18.60	130.9	29.26	159.5	0.
95	-18.80	132.2	29.55	161.5	0.
96	-19.00	133.5	29.84	163.5	0.
97	-19.20	134.8	30.14	165.5	0.
98	-19.40	136.1	30.44	167.5	0.
99	-19.60	137.4	30.74	169.5	0.
100	-19.80	138.7	31.04	171.5	0.
101	-20.00	140.0	31.35	173.5	0.
102	-20.20	141.3	31.65	175.5	0.
103	-20.40	142.5	31.96	177.5	0.
104	-20.60	143.8	32.27	179.5	0.
105	-20.80	145.1	32.58	181.5	0.
106	-21.00	146.4	32.89	183.5	0.
107	-21.20	147.7	33.21	185.5	0.
108	-21.40	149.0	33.52	187.5	0.
109	-21.60	150.3	33.84	189.5	0.
110	-21.80	151.6	34.15	191.5	0.
111	-22.00	152.9	34.47	193.5	0.
112	-22.20	154.2	34.78	195.5	0.
113	-22.40	155.5	35.10	197.5	0.
114	-22.60	156.7	35.42	199.5	0.
115	-22.80	124.1	53.24	201.5	0.
116	-23.00	125.0	53.69	203.5	0.
117	-23.20	125.9	54.14	205.5	0.
118	-23.40	126.9	54.59	207.5	0.
119	-23.60	127.8	55.03	209.5	0.
120	-23.80	128.7	55.48	211.5	0.
121	-24.00	129.7	55.92	213.5	0.
122	-24.20	130.6	56.37	215.5	0.
123	-24.40	131.5	56.82	217.5	0.
124	-24.60	132.4	57.26	219.5	0.
125	-24.80	133.4	57.71	221.5	0.
126	-25.00	134.3	58.15	223.5	0.
127	-25.20	135.2	58.60	225.5	0.

PARATIE 7.00
29 NOVEMBRE 2016
History 0 - GTT

12:40:45

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 42

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
128	-25.40	136.2	59.04	227.5	0.
129	-25.60	137.1	59.48	229.5	0.
130	-25.80	138.0	59.92	231.5	0.
131	-26.00	138.9	60.37	233.5	0.
132	-26.20	139.8	60.81	235.5	0.
133	-26.40	140.8	61.25	237.5	0.
134	-26.60	141.7	61.69	239.5	0.
135	-26.80	142.6	62.13	241.5	0.
136	-27.00	143.5	62.57	243.5	0.
137	-27.20	144.4	63.01	245.5	0.
138	-27.40	145.4	63.45	247.5	0.
139	-27.60	146.3	63.88	249.5	0.
140	-27.80	147.2	64.32	251.5	0.
141	-28.00	148.1	64.76	253.5	0.
142	-28.20	149.0	65.20	255.5	0.
143	-28.40	149.9	65.63	257.5	0.
144	-28.60	150.8	66.07	259.5	0.
145	-28.80	151.8	66.50	261.5	0.
146	-29.00	152.7	66.94	263.5	0.
147	-29.20	153.6	67.38	265.5	0.
148	-29.40	154.5	67.81	267.5	0.
149	-29.60	155.4	68.24	269.5	0.
150	-29.80	156.3	68.68	271.5	0.
151	-30.00	157.2	69.11	273.5	0.
152	-30.20	158.1	69.55	275.5	0.
153	-30.40	159.1	69.98	277.5	0.
154	-30.60	160.0	70.42	279.5	0.
155	-30.80	160.9	70.85	281.5	0.
156	-31.00	161.8	71.29	283.5	0.
157	-31.20	162.7	71.72	285.5	0.
158	-31.40	163.6	72.15	287.5	0.
159	-31.60	164.5	72.59	289.5	0.
160	-31.80	165.4	73.03	291.5	0.
161	-32.00	166.4	73.47	293.5	0.

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
 History 0 - GTT

PAG. 44

FASE	2	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			3223.4	3223.4
			4307.1	4307.1
			7530.5	7530.5
			1900.7	1900.7
			16005.	16005.
			4.9653	4.9653
			20.%	20.%
			1.6958	1.6958

FASE	3	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			3227.4	3218.2
			4307.1	4307.1
			7534.5	7525.3
			1900.7	1900.7
			16005.	16005.
			4.9591	4.9733
			20.%	20.%
			1.6980	1.6931

FASE	4	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			3246.2	3189.7
			4307.1	4307.1
			7553.3	7496.9
			1900.7	1900.7
			16005.	16005.
			4.9304	5.0177
			20.%	20.%
			1.7078	1.6781

FASE	5	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			3240.0	3196.2
			4307.1	4307.1
			7547.2	7503.4
			1900.7	1900.7
			16005.	16005.
			4.9398	5.0075
			20.%	20.%
			1.7046	1.6816

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
29 NOVEMBRE 2016 12:40:45
History 0 - GTT

PAG. 45

FASE	6	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			3101.2	3301.7
			4307.1	4307.1
			7408.4	7608.9
			1900.7	1900.7
			10511.	10511.
			3.3892	3.1834
			30.%	31.%
			1.6316	1.7371

FASE	7	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			3369.2	3028.2
			4307.1	4307.1
			7676.4	7335.3
			1900.7	1900.7
			12879.	12879.
			3.8226	4.2531
			26.%	24.%
			1.7726	1.5931