

**E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1162</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>coopprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>	<p><i>Dott. Ing. DAVID CRENCA</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1162</p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto S. Antonio

Relazione di calcolo spalle

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p> <p>DTAN245 D 22</p>	<p>NOME FILE</p> <p>T00VIO1STRRE02B.</p> <p>CODICE ELAB. T00VIO1STRRE02</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA</p> <p>-</p>
<p>D</p> <p>C</p> <p>B</p> <p>A</p> <p>REV.</p>	<p>Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023</p> <p>Emissione</p> <p>DESCRIZIONE</p>	<p>Febbraio '23</p> <p>Ottobre '22</p> <p>DATA</p>	<p>Piacentini</p> <p>Piacentini</p> <p>REDATTO</p> <p>Crenca</p> <p>Crenca</p> <p>VERIFICATO</p> <p>Guiducci</p> <p>Guiducci</p> <p>APPROVATO</p>

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI	7
2.1. OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	7
2.2. NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	7
2.3. GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1. CALCESTRUZZO.....	9
3.2. ACCIAIO	10
3.2.1. <i>Armature per c.a. – Acciaio B 450 C</i>	10
4. CRITERI DI CALCOLO.....	11
4.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	11
4.1.1. <i>Tipo di analisi condotta</i>	11
4.1.2. <i>Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica</i>	13
4.2. SPINTA DELLE TERRE	14
4.3. COMBINAZIONI DI CARICO	15
4.3.1. <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	16
4.3.2. <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	16
4.3.3. <i>Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico</i>	16
4.3.4. <i>Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali</i>	19
4.4. VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	22
4.4.1. <i>Paraghiaia</i>	22
4.4.2. <i>Muri di risvolto e orecchie</i>	23
4.4.3. <i>Platea di fondazione</i>	24
4.4.4. <i>Pali di fondazione</i>	25
5. CRITERI DI VERIFICA.....	26
5.1. VERIFICHE SLU	26
5.1.1. <i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	26
5.1.2. <i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	26
5.2. VERIFICHE SLE	28
5.2.1. <i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	28
5.2.2. <i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	31
6. ANALISI DELLA SPALLA.....	32
6.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO	32

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.	DATI DI INPUT	35
6.2.1.	<i>Geometria dell'impalcato</i>	35
6.2.2.	<i>Geometria della spalla</i>	36
6.3.	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	37
6.3.1.	<i>Carichi permanenti</i>	37
6.3.2.	<i>Carichi accidentali</i>	38
6.3.3.	<i>Azione di frenamento</i>	40
6.3.4.	<i>Azione centrifuga</i>	40
6.3.5.	<i>Variazione termica</i>	41
6.3.6.	<i>Azione del vento</i>	42
6.3.7.	<i>Azione sismica</i>	43
6.4.	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	45
6.4.1.	<i>Peso proprio</i>	45
6.4.2.	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla</i>	46
6.4.3.	<i>Spinta delle terre</i>	48
6.5.	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO	55
6.5.1.	<i>Azioni elementari</i>	55
6.5.2.	<i>Sollecitazioni a spiccatato fusto</i>	56
6.5.3.	<i>Sollecitazioni oggetto di verifica</i>	58
6.6.	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	59
6.6.1.	<i>Azioni elementari</i>	59
6.6.2.	<i>Sollecitazioni sulla palificata di fondazione</i>	60
6.7.	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE	62
6.8.	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	63
6.9.	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE	66
6.10.	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE	74
6.11.	SOLLECITAZIONI SUI BAGGIOLI E RITEGNI	75
6.11.1.	<i>Ritegni trasversali</i>	75
6.11.2.	<i>Ritegni longitudinali</i>	75
7.	<u>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</u>	76
7.1.	PARAGHIAIA	76
7.1.1.	<i>Verifiche agli SLU</i>	76
7.1.2.	<i>Verifiche agli SLE</i>	78
7.2.	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE)	80
7.2.1.	<i>Verifiche agli SLU</i>	80

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.2.	Verifiche agli SLE.....	82
7.3.	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)	84
7.3.1.	Verifiche agli SLU.....	84
7.3.2.	Verifiche agli SLE.....	86
7.4.	ORECCHIE.....	88
7.4.1.	Verifiche agli SLU.....	88
7.4.2.	Verifiche agli SLE.....	90
7.5.	SEZIONE DI SPICCATO FUSTO.....	92
7.5.1.	Verifiche agli SLU.....	92
7.5.2.	Verifiche agli SLE.....	94
7.6.	PLATEA DI FONDAZIONE.....	96
7.6.1.	Verifiche agli SLU.....	96
7.6.2.	Verifiche agli SLE.....	98
7.7.	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	100
7.8.	RITEGNI	101
7.8.1.	Ritegni trasversali.....	101
7.8.2.	Ritegni longitudinali	102

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali delle spalle del ponte denominato "Sant'Antonio".

L'andamento planimetrico dell'opera è curvilineo, con raggio di circa 962m. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 11.97m per la spalla A e di 11.57 per la spalla B, e da due cordoli esterni di larghezza di 0.75m ognuno.

Il ponte, di lunghezza complessiva di 120.00m, è costituito da 3 campate con luci variabili da 36.00m a 48.00m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 3 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore di 0.25m.

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 rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali Ø450 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Si riportano di seguito alcune immagini descrittive della spalla oggetto della presente relazione.

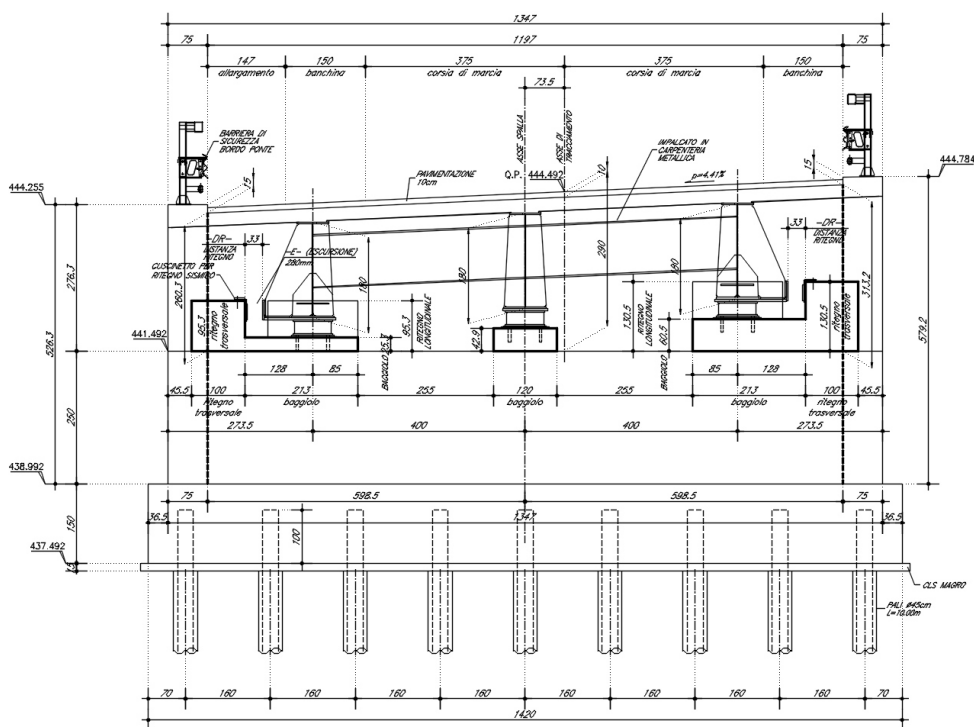


Figura 1 - Vista frontale

PROGETTAZIONE ATI:

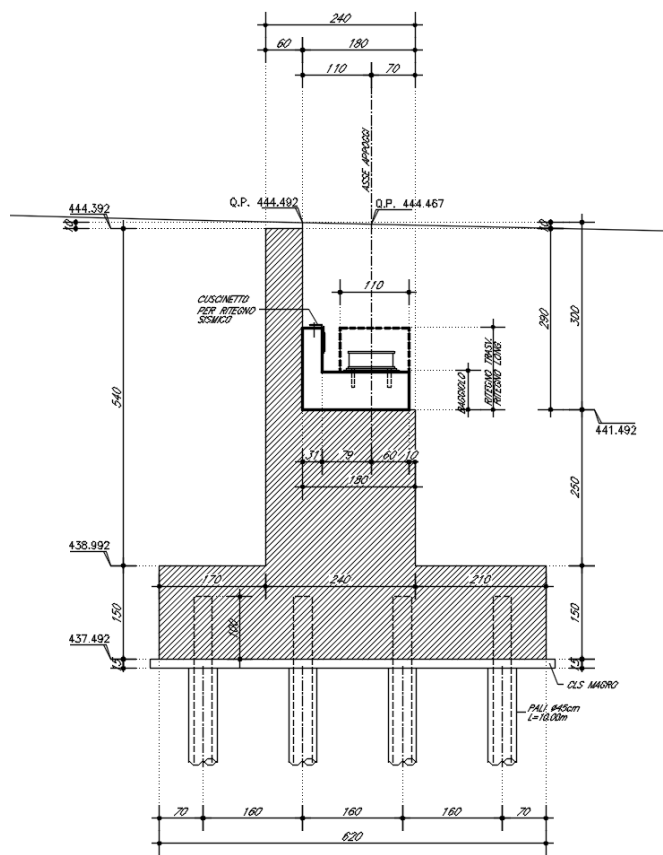


Figura 2 – Sezione in asse tracciamento

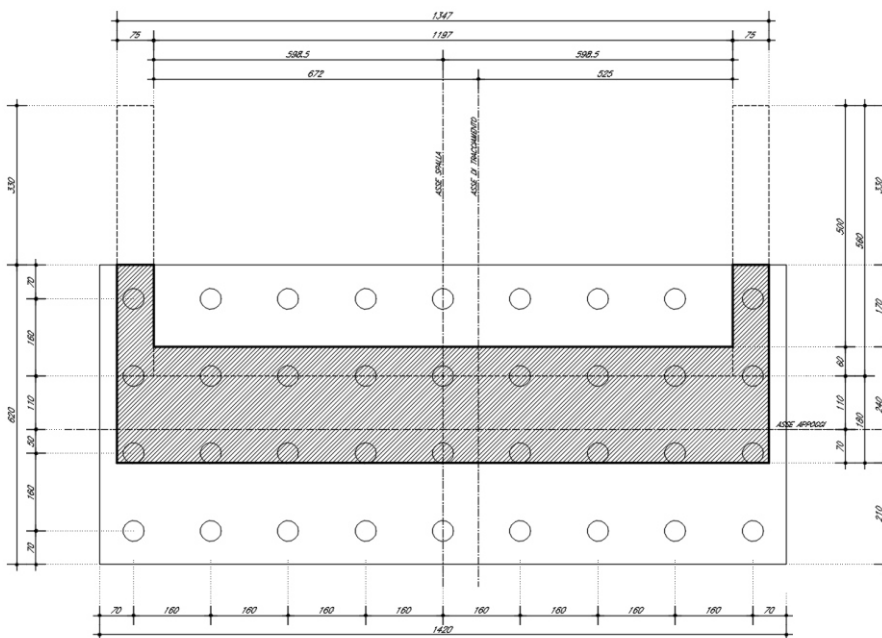


Figura 3 – Pianta fondazione e spiccato elevazione

PROGETTAZIONE ATI:

Si è scelto di posare le spalle su terrapieno in misto cementato. Si è optato per questa soluzione per ridurre l'altezza delle spalle e le sollecitazioni in fondazione. Il terrapieno viene eseguito in misto cementato per avere garanzia di confinamento e sostegno per le sottofondazioni.

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1. OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;

UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.2. NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI

UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;

UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;

PROGETTAZIONE ATI:

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.3. GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;

UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi seguenti. Si riportano le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1. CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60
Soletta di impalcato	XC4	C 32/40	Aggressivo	50
Baggioli e ritegni pile	XC3	C 30/37	Ordinario	40
Baggioli e ritegni spalla	XC3 XD1	C 30/37	Aggressivo	50
Elevazioni pile	XC4 XF2	C 32/40	Aggressivo	50
Elevazioni spalle	XC4 XD1 XF2	C 32/40	Aggressivo	50
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	75

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

PROGETTAZIONE ATI:

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	30,00	32,00	35,00
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
Tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
Tensione massima di compressione (comb. q.p.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
Modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32836	33346	34077

Tabella 3.2 - Grandezze meccaniche relative al cls

3.2. ACCIAIO

3.2.1. ARMATURE PER C.A. – ACCIAIO B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	≥7.5%
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	≤ 1,25

4. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

4.1.1. TIPO DI ANALISI CONDOTTA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Con riferimento al § 7.9.2., le spalle rientrano tra le opere alle quali non è richiesta capacità dissipativa. Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico (fattore di struttura assunto unitario). Queste strutture, muovendosi con il terreno, non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo: le forze di inerzia di progetto possono pertanto essere determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g * S$ (§ 7.9.5.6.2).

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici di seguito definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso in quanto di pertinenza, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

PROGETTAZIONE ATI:

Il calcolo dell'azione sismica verticale e dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente alla struttura della spalla ed al terreno imbarcato viene eseguito con analisi pseudostatica (NTC § 7.11.6) mediante metodi di equilibrio limite. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

ove:

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima è valutata mediante la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Essendo la spalla una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume valore unitario (NT § 7.11.6.2.1).

Le spinte delle terre, in condizioni sismiche, sono calcolate in regime di spinta attiva, condizione che comporta il calcolo della sovraspinta sismica con la formula di Mononobe-Okabe:

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

Il punto di applicazione della sovraspinta che interessa la spalla è posto $h/2$.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente all'impalcato è derivato da una analisi dinamica che ha coinvolto l'intero organismo strutturale costituito da impalcato, dispositivi di vincolo e sottostrutture. Tale analisi, avente come obiettivo, tra l'altro, la determinazione dei requisiti prestazioni dei dispositivi di vincolamento, viene diffusamente descritta nel documento "Relazione di Calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione". L'azione sismica sulla spalla dovuta alla massa inerziale dell'impalcato è determinata sulla base delle risultanze dell'analisi dinamica secondo la relazione

$$F_o = \delta \cdot K_e$$

ove:

δ spostamento orizzontale massimo dell'impalcato (riferimento alla sezione di appoggio sulla spalla) nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV);

K_e rigidezza orizzontale equivalente del complessivo sistema di vincolamento dell'impalcato sulla spalla nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV).

4.1.2. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 si esegue la determinazione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di riferimento. I dati sismici del sito di costruzione, di seguito riportati, sono relativi alla sismicità propria del sito di ubicazione.

I parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, vengono determinati conformemente a quanto previsto nel paragrafo 2.4 delle NTC 2018 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale $V_N=50$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso IV: *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”* Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso $C_U=2$.

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

La classificazione del terreno di fondazione è determinata sulla base delle risultanze della relazione geotecnica allegata alla documentazione.

Le condizioni topografiche del sito, come dichiarato in relazione geotecnica, sono riconducibili a quelle della categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1$.

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2
Periodo di riferimento (V_R)	100 anni
Categoria topografica	T1

Tabella 4.1 - Dati di base per la caratterizzazione sismica

I valori dei parametri sismici, caratterizzanti la sismicità del sito di ubicazione, sono costituiti da:
 accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g);

valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0);

periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (TC^*).

I valori dei parametri sismici in oggetto, unitamente alla classificazione del terreno ai fini della caratterizzazione sismica, sono riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni sismiche.

PROGETTAZIONE ATI:

4.2. SPINTA DELLE TERRE

La spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo in condizioni statiche mentre, in condizioni sismiche, in regime di spinta attiva.

Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

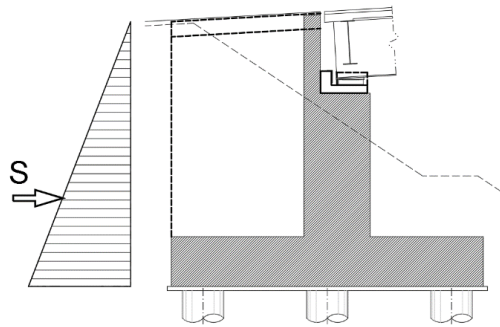
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza H/3 a partire dalla base della fondazione



In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $q_{es}=30.00 \text{ kN/m}^2$.

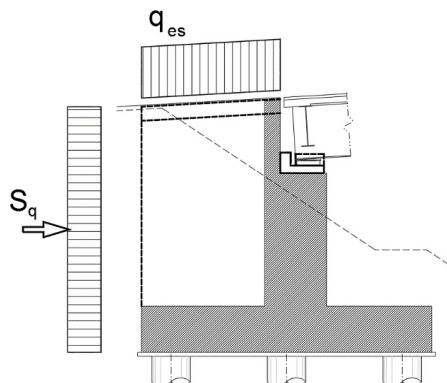
Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a 1/2 dell'altezza dalla base.



PROGETTAZIONE ATI:

4.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT. Si riporta di seguito la sintesi delle combinazioni di carico previste dalla norma:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al 2.7 delle NTC:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

4.3.1. COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

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

SLU di tipo strutturale (STR) - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4.2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Per la condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali sopra indicati (7.11.1 NTC).

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per opere del tipo in oggetto è lecito assumere valore nullo per il coefficiente ψ_{2i} .

4.3.2. COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (stato tensionale e fessurazione) si adoperano le combinazioni di carico *rara*, *frequente* e *quasi permanente*. Conservativamente, in sede di verifica, potranno essere considerate le combinazioni di carico rare anche in rappresentanza delle combinazioni di carico frequenti e quasi permanenti.

4.3.3. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella seguente tabella:

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 4.3 – Combinazioni dei carichi delle azioni dovute al traffico

PROGETTAZIONE ATI:

Nella seguente tabella, invece, si riportano i coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento q_s</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_s</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 4.4 – Coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione

4.3.4. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE UTILIZZATI NELLE ANALISI STRUTTURALI

Sono state considerate tutte le combinazioni di carico contemplate dalla normativa per il caso in esame ma di seguito, per brevità di esposizione, si riportano le combinazioni più significative. In sede di analisi della struttura, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari nelle varie Combinazioni di Carico indagate risultano pertanto:

SLU-A1:

	Comb . 1	Comb . 2	Comb . 3	Comb . 4	Comb . 5	Comb . 6	Comb . 7	Comb . 8	Comb . 9	Comb . 10	Comb . 11
Pesi propri e portati impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35
DT	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Vento	0.00	1.50	0.00	0.90	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Peso proprio spalla	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta a riposo terre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.00	0.54	1.35	0.00	0.54

PROGETTAZIONE ATI:

SLE Rare:

	Comb . 1	Comb . 2	Comb . 3	Comb . 4	Comb . 5	Comb . 6	Comb . 7	Comb . 8	Comb . 9	Comb . 10	Comb . 11
Pesi propri e portati impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
DT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Peso proprio spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta a riposo terre	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	1.00	0.00	0.40

SLE Frequenti:

	Comb . 1	Comb . 2	Comb . 3	Comb . 4
Pesi propri e portati impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-
Traffico impalcato	0,00	0,00	0,00	0,75
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00
DT	0,60	0,50	0,50	0,50
Vento	0,00	0,00	0,20	0,00
Peso proprio spalla	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta a riposo terre	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta attiva terre	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0,00	0,40	0,00	0,00

PROGETTAZIONE ATI:

SLE Quasi Permanenti:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	-
Traffico impalcato	0.00
Frenatura	0.00
DT	0.50
Vento	0.00
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	-
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	1.00
Spinta attiva terre	-
Sovrappinta sismica terre	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-
Traffico tergo spalla	0.00

SLV:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	1.00
Traffico impalcato	-
Frenatura	-
DT	0.50
Vento	-
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	1.00
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	-
Spinta attiva terre	1.00
Sovrappinta sismica terre	1.00
Inerzia sismica terreno imbarcato	1.00
Traffico tergo spalla	-

PROGETTAZIONE ATI:

4.4. VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

4.4.1. PARAGHIAIA

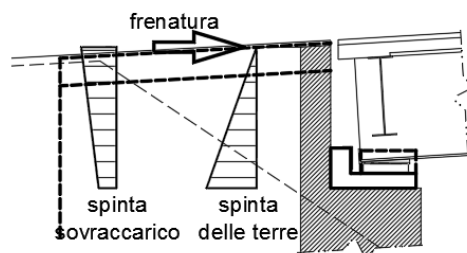
Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre, di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, nonché dell'azione di frenamento determinata ai sensi della Circ. Min. LL. PP. 7/2019 p.to C5.1.3.3.5.2. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

Il paraghiaia presenta uno schema statico di lastra incastrata su 3 lati (alla base sul fusto ed alle estremità laterali sui muri di risvolto). Tale schema può essere semplificato in via conservativa come duplice funzionamento (vedi figure):

calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali: si considera il funzionamento di schema di mensola verticale inflessa incastrata nel fusto;

calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali: si considera il funzionamento di schema di mensola orizzontale tenso-inflessa (con trazione connessa alle spinte agenti sui muri di risvolto) incastrata nei muri di risvolto.

Schema a)



Schema b)



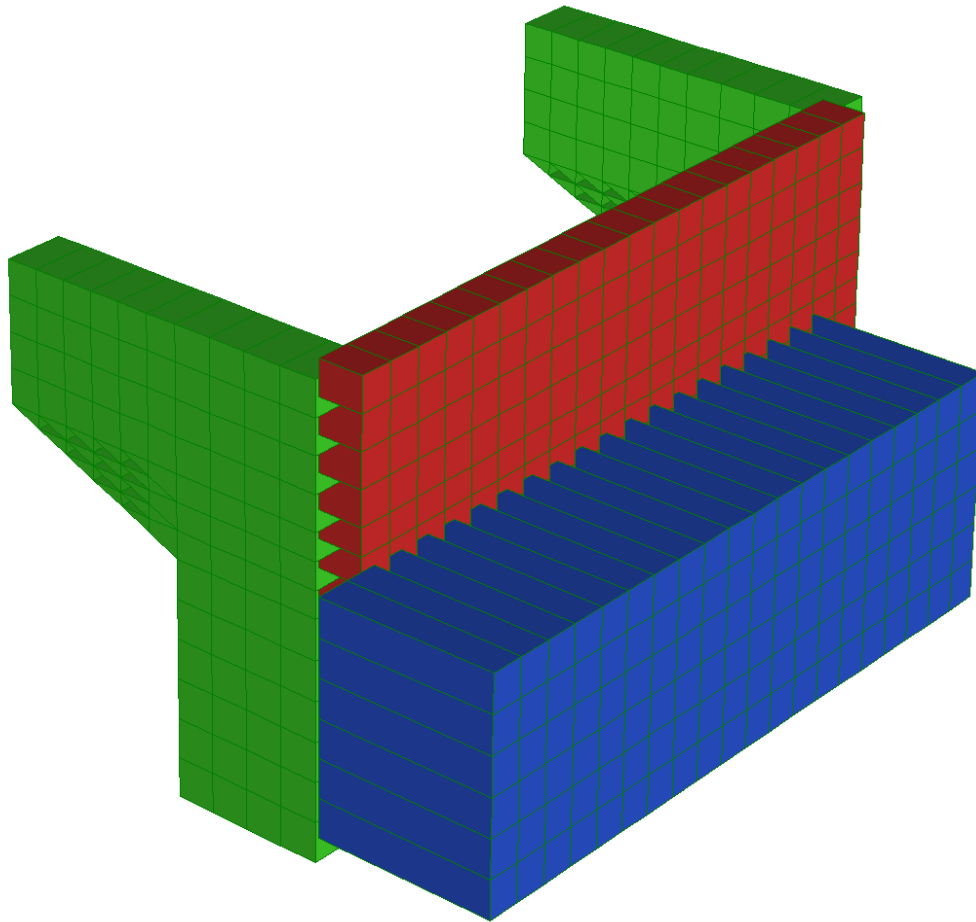
In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti il paraghiaia della spalla in oggetto, come funzionamento dimensionante, è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un buon funzionamento d'assieme e ad assorbire eventuali sollecitazioni flessionali secondarie.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.2. MURI DI RISVOLTO E ORECCHIE

L'analisi dei muri di risvolto e delle orecchie è stata eseguita mediante un modello di calcolo implementato con il software Straus7, grazie al quale è stato possibile valutare la ripartizione delle sollecitazioni nelle strutture in elevazione.

La geometria della struttura e i rapporti reciproci tra gli elementi strutturali sono chiaramente individuati dalle immagini dei modelli strutturali riportati di seguito.



Il modello è composto dal fusto, dal superiore paraghiaia e dai retrostanti muri di risvolto che terminano con le orecchie aggettanti. Le varie parti della struttura sono state modellate con elementi a quattro nodi tipo “shell”.

Le strutture in calcestruzzo sono vincolate rigidamente tra loro, mentre, i vincoli alla base, realizzati con incastri, riproducono il collegamento delle strutture in elevazione con la platea di fondazione.

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali modellati è calcolato in automatico dal software utilizzato.

Essendo l'analisi limitata alle strutture costituenti i muri di risvolto e le orecchie, il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre e di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, trascurando le azioni derivanti dall'impalcato in quanto non influenti per le analisi delle porzioni di struttura in oggetto. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

I carichi sono stati inseriti mediante l'applicazione di carichi di superficie direttamente sui singoli elementi bidimensionali.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.3. PLATEA DI FONDAZIONE

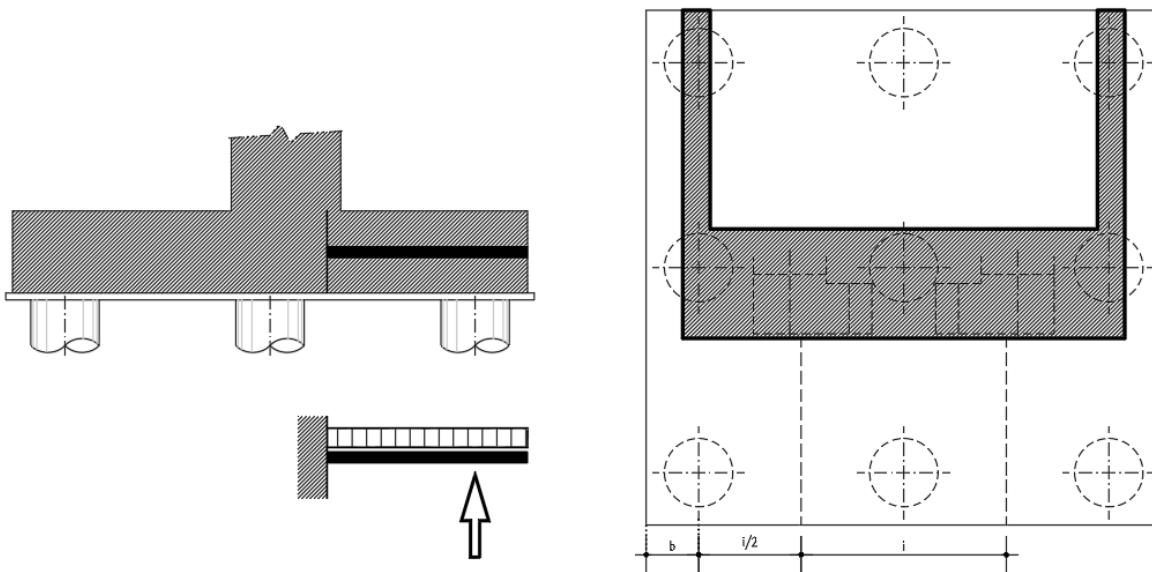
Il comportamento della platea in direzione longitudinale è riconducibile allo schema di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto. La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali (soggetti a massimo sforzo normale di compressione), sgravata del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento. Lo schema di calcolo è il seguente con larghezza di calcolo al minimo tra:

l'interasse dei pali

i

il semi-interasse dei pali sommato alla larghezza dello sbalzo trasversale

$i/2+b$



In corrispondenza degli allineamenti dei pali, ove si prevede una concentrazione degli stati sollecitativi e tensionali, viene prevista una quantità di armatura integrativa. Vista la geometria globale della spalla non risultano significative le verifiche della platea in direzione trasversale e quelle dello sbalzo posteriore.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.4. PALI DI FONDAZIONE

Il procedimento di analisi, dimensionamento e progetto dei pali di fondazione si articola nei seguenti passaggi:

1. Definizione della curva di capacità portante del palo singolo;
2. Dimensionamento della palificata secondo una ripartizione lineare delle azioni verticali e dei momenti flettenti sui pali e definizione del carico assiale agente sul palo più sollecitato in accordo all'espressione riportata di seguito, valida sotto le ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto:

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{(M_L + M_{L,i}) \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{(M_T + M_{T,i}) \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

dove:

N = azione verticale agente in testa alla palificata

M_L, M_T = momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale

N_i = azione assiale agente alla testa del palo i-esimo

M_{L,i}, M_{T,i} = momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita

x_i, y_i = distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata;

n = numero di pali che compongono la palificata.

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI VERIFICA

5.1. VERIFICHE SLU

5.1.1. RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

Conservazione delle sezioni piane,

Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,

Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,

Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,

Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione “parabola-rettangolo” per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,

N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.2. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

5.1.2.1. Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm),

ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

PROGETTAZIONE ATI:

5.1.2.2. Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \operatorname{ctg} \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \operatorname{ctg} \vartheta (1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}),$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione,

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

b_w è la larghezza minima della sezione,

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,

α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

5.2. VERIFICHE SLE

5.2.1. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

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

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

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

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito. Le combinazioni di riferimento sono:

Combinazione Quasi Permanente,

Combinazione Frequente.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

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 5.1 – Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per quanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

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 5.2 – Limiti di fessurazione

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione (“a” nell’elenco precedente) e di formazione delle fessure (“b”), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

PROGETTAZIONE ATI:

dove:

w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per i valori di ϵ_{sm} e Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2019, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smmax}$$

dove:

Δ_{smmax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

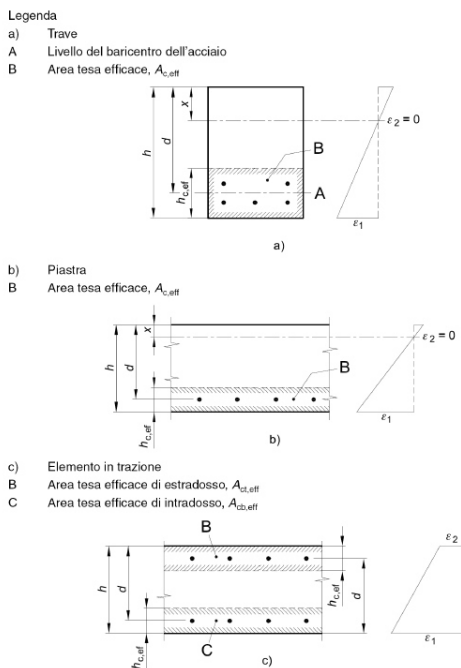
σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.



Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smmax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smmax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi/\rho_{eff},$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre (se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq}),

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

PROGETTAZIONE ATI:

- k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,
 k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,
 k_3 assume il valore fisso di 3.4,
 k_4 assume il valore fisso di 0.425.

Nel caso in esame, come riportato nelle caratteristiche dei materiali, le strutture di elevazione presentano classe di esposizione XC4 e XF1, le strutture di fondazione XC2 e i pali di fondazione XC2. Si ottengono pertanto i seguenti limiti per lo stato limite di fessurazione:

	Condizioni ambientali	Combinazione azioni	limite apertura fessure w_d
Strutture di elevazione	Aggressive	Frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
Strutture di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
Pali di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Nei casi previsti dalla norma, la verifica di fessurazione può essere condotta per via indiretta (C4.1.2.2.4). Essa consiste nell'appurare che la tensione nelle barre di armatura sia limitata entro determinati valori tabellati in funzione del diametro della barra e della spaziatura massima:

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

5.2.2. VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara),

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

Per le strutture di elevazione $f_{ck} = 32$ MPa da cui:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2$ MPa per combinazione caratteristica (rara),

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4$ MPa per combinazione quasi permanente.

Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione $f_{ck} = 25$ MPa da cui:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15$ MPa per combinazione caratteristica (rara),

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.3$ MPa per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio B450C la tensione deve rispettare il seguente limite: $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360$ Mpa

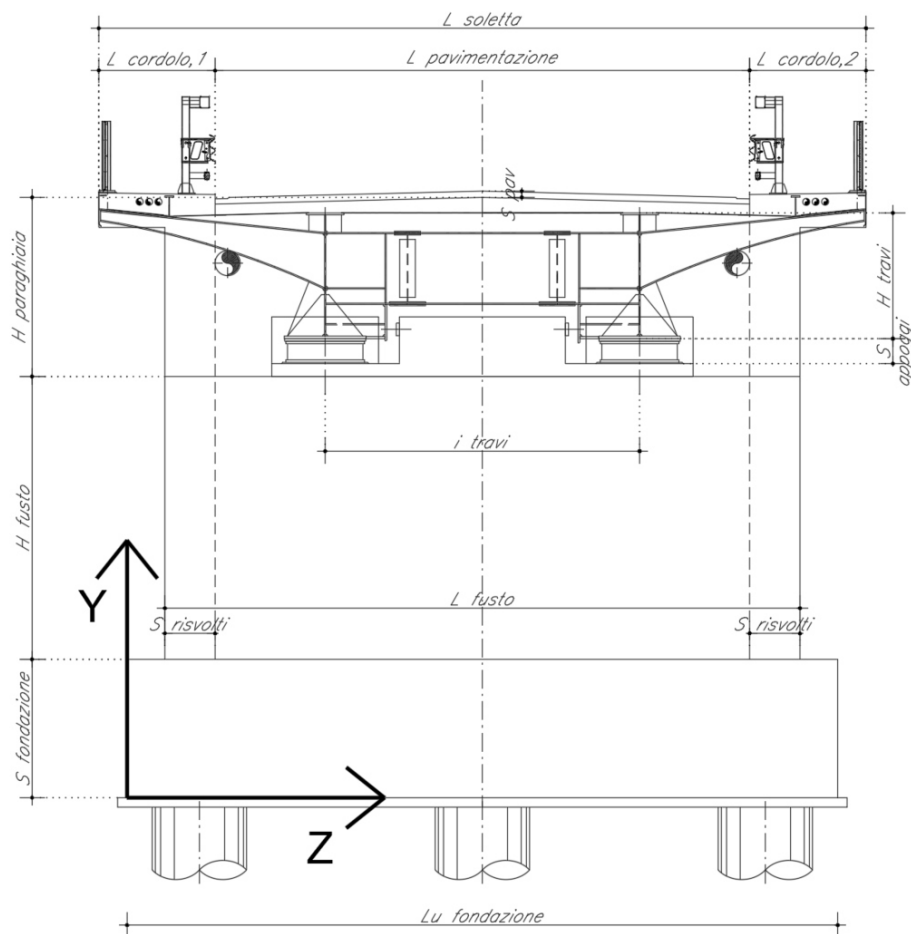
PROGETTAZIONE ATI:

6. ANALISI DELLA SPALLA

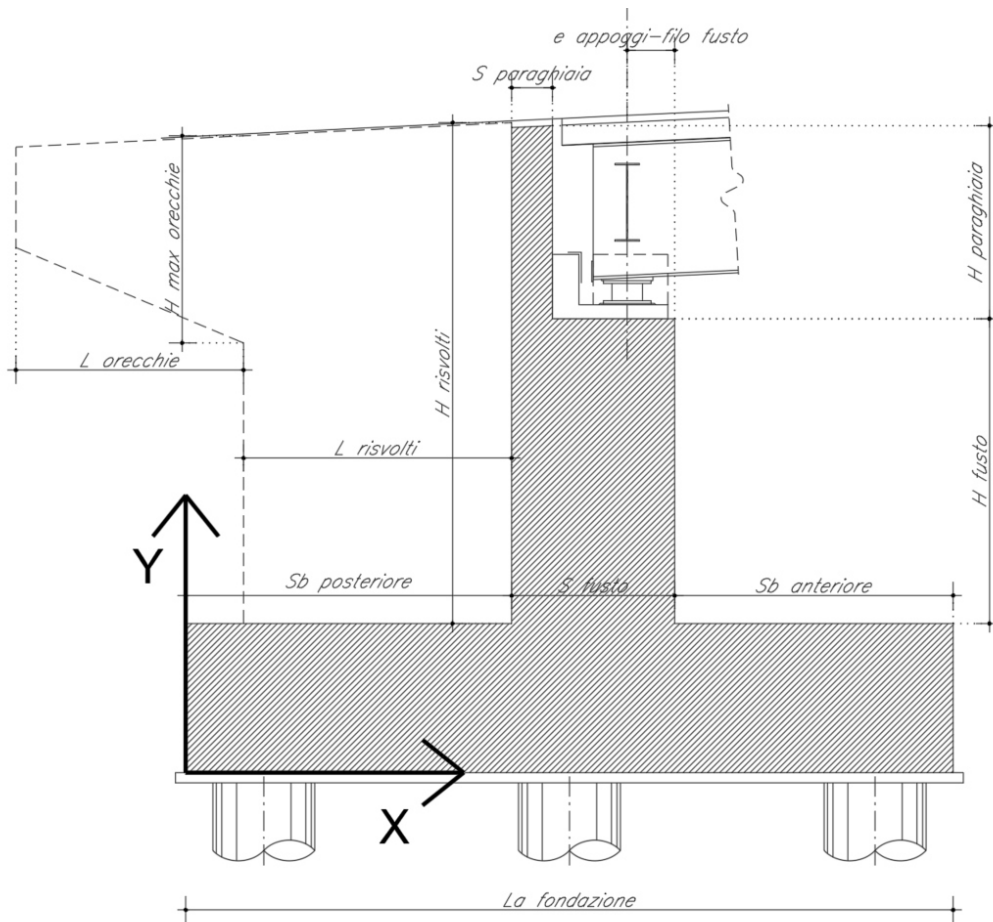
Nel presente paragrafo si riporta l'analisi globale della spalla in oggetto. Per la geometria e le caratteristiche dimensionali si fa riferimento alle figure riportate in premessa. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

6.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO

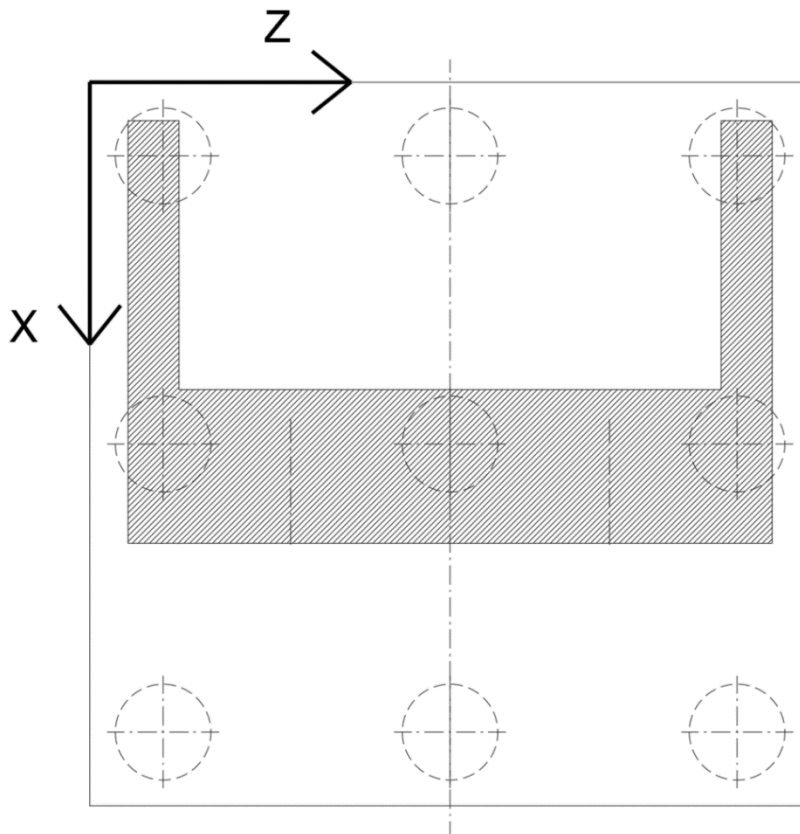
Nell'immagine riportata di seguito viene rappresentato il sistema di riferimento impiegato per svolgere l'analisi.



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

6.2. DATI DI INPUT

6.2.1. GEOMETRIA DELL'IMPALCATO

Si riportano di seguito i principali dati geometrici dell'impalcato necessari per l'analisi della spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

Dati relativi all'impalcato

Numero travi	n° travi	3
Lunghezza impalcato (m)	L _{impalcato}	120.00
Interasse travi (m)	i _{travi}	4.00
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H _{travi}	1.80
Interasse appoggi (m)	i _{appoggi}	36-48-36
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L _{afferenza(spalla)}	18,00
Larghezza pavimentazione (m)	L _{pavimentazione}	11,97
Spessore pavimentazione (m)	S _{pavimentazione}	0.10
Larghezza soletta (m)	L _{soletta}	13.47
Larghezza carreggiata (m)	L _{carreggiata}	11.97
Spessore medio soletta (m)	S _{soletta}	0.25
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L _{cordolo,1}	0.75
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L _{cordolo,2}	0.75
Altezza max cordoli (m)	H _{max,cordoli}	0.15
Altezza media cordoli (m)	H _{media,cordoli}	0.15

Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S _{appoggi}	0.33
Posizione asse appoggi rispetto a filo valle fusto (m)	e _{appoggi-filo fusto}	0.70
Eccentricità asse impalcato-asse appoggi travi (m)	e _{impalcato-appoggi}	0.00
Raggio di curvatura -zero se rettilineo- (m)	R _{curvatura}	962
Azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.2. GEOMETRIA DELLA SPALLA

Si riportano di seguito i principali dati geometrici necessari per il calcolo delle azioni globali relative alla spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

Dati relativi alla spalla

Altezza fusto spalla (m)	H _{fusto}	2,50
Spessore fusto spalla (m)	S _{fusto}	2,40
Lunghezza fusto spalla (m)	L _{fusto}	13,47
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	e _{fusto-spalla}	0,00
Altezza media paraghiaia (m)	H _{paraghiaia}	2,87
Spessore paraghiaia (m)	S _{paraghiaia}	0,60
Altezza risvolti (m)	H _{risvolti}	5,37
Lunghezza risvolti (m)	L _{risvolti}	1,70
Spessore medio risvolti (m)	S _{risvolti}	0,75
Altezza massima orecchie (m)	H _{orecchie}	2,82
Lunghezza massima orecchie (m)	L _{orecchie}	3,30
Spessore medio orecchie (m)	S _{orecchie}	0,75

Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	Lu _{fondazione}	14,20
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale (m)	La _{fondazione}	6,20
Sbalzo anteriore (m)	Sb _{anteriore}	2,10
Sbalzo posteriore (m)	Sb _{posteriore}	1,70
Spessore platea (m)	S _{fondazione}	1,50

Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	n° pali	36
Diametro pali (m)	D pali	0.45

PROGETTAZIONE ATI:

6.3. AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le azioni descritte nella 'Relazione di calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione' e trasmesse alla spalla in esame sono riportate di seguito.

6.3.1. CARICHI PERMANENTI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi permanenti unitari riferiti all'impalcato.

	Peso unitario [kN/m ³] [kN/m ²] [kN/m]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Numero [-]	Carico lineare [kN/m]
Peso struttura in acciaio	3.00	13.50			= 40.50
Peso soletta	25.00	13.50	0.25		= 83.30
Totale strutturali					123.80
Pavimentazione	3.00	12.00			= 36.00
Barriere sicurezza e parapetto		1.50		2	= 3.00
Totale Permanenti Portati					39.00
Totale					162.80

Le azioni permanenti trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N/metro	163 kN/m	SPICCATO FUSTO
N	2.934 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	0,50 m	
M _{long}	1.467 kNm	

N/metro	163 kN/m	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	2.934 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	0,30 m	
M _{long}	880 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.2. CARICHI ACCIDENTALI

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. Nella tabella seguente si riassumono le singole reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, e la reazione totale, riferite all'asse della carreggiata:

CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO						
SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3	Rimanente
Larghezza corsia [m]	3,00		3,00		3,00	2,97
Q _{ik} [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	100	100
Ascissa Tandem [m]	11,47	9,47	8,47	6,47	5,47	3,47
Rispetto a baricentro spiccato fusto:						-
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.885,50	1.285,50	657,00	257,00	28,50	171,50
Rispetto a baricentro palificata:						-
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.885,50	1.285,50	657,00	257,00	28,50	171,50
q _{ik} [kN/m ²]	9,00		2,50		2,50	2,50
q _{ik} [kN] afferente a spalla	486,00		135,00		135,00	133,65
Ascissa colonna di carico [m]	10,47		7,47		4,47	1,49
Rispetto a baricentro spiccato fusto:						-
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	2.568,51		308,48		-96,52	-494,51
Rispetto a baricentro palificata:						-
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	2.568,51		308,47		-96,53	-494,51

CARICHI VERTICALI DA FOLLA	
Q _{fk}	2,50 kN/m ²
Largh. pedonale 1	0,00 m
Largh. pedonale 2	0,00 m
Q _{fk,1}	0,00 kN/m
Q _{fk,2}	0,00 kN/m
F marciapiede 1	0 kN
F marciapiede 2	0 kN
Z _{folia,marciapiede 1}	-1,92 m
Z _{folia,marciapiede 2}	-1,92 m

PROGETTAZIONE ATI:

Le azioni dovute ai carichi mobili trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

CARICHI VERTICALI DA FOLLA E TRAFFICO		
N _{traffico}	2.090 kN	SPICCATO FUSTO
N _{folia}	0 kN	
N _{tot}	2.090 kN	
M _{trasv,traffico}	6.228 kNm	
M _{trasv,folia}	0 kNm	
M _{trasv,tot}	6.228 kNm	
M _{long,traffico}	1.045 kNm	
M _{long,folia}	0 kNm	
M _{long,tot}	1.045 kNm	
N _{traffico}	2.090 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{folia}	0 kN	
N _{tot}	2.090 kN	
M _{trasv,traffico}	6.228 kNm	
M _{trasv,folia}	0 kNm	
M _{trasv,tot}	6.228 kNm	
M _{long,traffico}	627 kNm	
M _{long,folia}	0 kNm	
M _{long,tot}	627 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.3. AZIONE DI FRENAMENTO

Le azioni di frenamento trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONI DI ACCELERAZIONE E FRENATURA		
$T_{long,frenatura}$	114,00 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	3,32 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{long,frenatura}$	378 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	0,00 kNm	
$T_{long,frenatura}$	114,00 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	4,82 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{long,frenatura}$	549 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	0,00 kNm	

6.3.4. AZIONE CENTRIFUGA

Le azioni dovute alla forza centrifuga trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONE CENTRIFUGA		
Raggio	962 m	SPICCATO FUSTO
$T_{trasv,centrifuga}$	50 kN	
e_{vert}	3,32 m	
e_{long}	0,50 m	
$M_{trasv,frenatura}$	165,65 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	24,95 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{trasv,centrifuga}$	49,90 kN	
e_{vert}	4,82 m	
e_{long}	0,30 m	
$M_{trasv,frenatura}$	240,50 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	14,97 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.5. VARIAZIONE TERMICA

Variatione termica uniforme di progetto 30.000 °C
 Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti 2.00

T _{long}	91 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	3,32 m	
e _{trasv}	0,00	
M _{long}	301 kNm	
M _{torc}	0,00 kNm	

T _{long}	91 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	4,82 m	
e _{trasv}	0,00	
M _{long}	437 kNm	
M _{torc}	0,00 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.6. AZIONE DEL VENTO

Pressione vento	2,00 kPa
L 1° campata	36,00 m
% afferenza carico vento alla spalla	50,00 %
H impalcato	2,83 m
H barriera	1,50 m

T _{trav}	156 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	3,3 m	
e _{long}	0,5 m	
M _{trav}	855 kNm	
M _{torc}	78 kNm	

T _{trav}	156 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	4,8 m	
e _{long}	0,3 m	
M _{trav}	1.089 kNm	
M _{torc}	-47 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.7. AZIONE SISMICA

Di seguito si riportano i parametri assunti alla base del calcolo dell'azione sismica.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento	10.00 %
T_R	949 anni
a_g	0,2500 g
a_{gv}	0,1500 g
F_0	2,5110
F_v	1,6100
T_{c^*}	0,3200 s
Categoria suolo	B
Categoria topografica	T1
S_t	1,0000
S_s	1,1489
S	1,149
C_c	1,3815
T_B	0,1474
T_c	0,4421
T_D	2,6000

Sulla spalla in oggetto il sistema di vincolamento trasmette le azioni sismiche longitudinali derivanti dall'impalcato calcolate di seguito.

Lunghezza totale ponte	120,00 m
Luce campata adiacente spalla fissa	36,00 m
$m_{IMPALCATO\ TOTALE}$	1.993.883,79 kg
$m_{IMPALCATO\ AFFERENTE\ A\ SPALLA\ FISSA}$	299.082,57 kg
% attrito	100,00 %
F SISMICA LONG	5.618,12 kN
% sisma in y (long.)	100,00 %
% sisma in x (trasv.)	30,00 %
% sisma in verticale	30,00 %

PROGETTAZIONE ATI:

Le azioni dovute al sisma trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N	354,28 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	315,00 kN	
T _{trav}	94,50 kN	
e _{vert}	3,32 m	
e _{trav}	0,00 m	
e _{long}	0,50 m	
M _{trav}	483,84 kNm	
M _{torc}	47,25 kNm	
M _{long}	1.222,94 kNm	

N	354,28 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	315,00 kN	
T _{trav}	94,50 kN	
e _{vert}	4,82 m	
e _{trav}	0,00 m	
e _x	0,30 m	
M _{trav}	625,59 kNm	
M _{torc}	28,35 kNm	
M _{long}	1.624,58 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4. AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

6.4.1. PESO PROPRIO

Elemento strutturale	N (kN)	x _G (m)	y _G (m)
Paragliaia	580	2,00	5,44
Muri d'ala	342	0,85	4,19
Orecchie	217	-1,32	6,16
Fusto	2.021	2,90	2,75
Plinto	3.302	3,10	0,75

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi della spalla, allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, sono le seguenti.

g	25,00 kN/m ³	SPICCATO FUSTO
N	2.600 kN	
M _{long}	-522 kNm	
g	25,00 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	6.461 kN	
M _{long}	-2.769 kNm	
M _{trav}	0 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.2. FORZE INERZIALI DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione	
N	579,88	579,88 kN	PARAGHIAIA
Massa paraghiaia	59.111,47	59.111,47 kg	
T _{long}	166,56	166,56 kN	
e _{vert,paraghiaia}	3,94	5,44 m	
M _{long,paraghiaia}	655,40	905,24 kNm	
T _{trav}	49,97	49,97 kN	
M _{trav}	196,62	271,57 kNm	

N		342,34 kN	MURI D'ALA
Massa muri d'ala		34.896,79 kg	
T _{long}		98,33 kN	
e _{vert,muri d'ala}		4,19 m	
M _{long,muri d'ala}		411,50 kNm	
T _{trav}		29,50 kN	
M _{trav}		123,45 kNm	

N	2.020,50	2.020,50 kN	FUSTO
Massa fusto	205.963,30	205.963,30 kg	
T _{long}	580,34	580,34 kN	
e _{vert,fusto}	1,25	2,75 m	
M _{long,fusto}	725,42	1.595,93 kNm	
T _{trav}	174,10	174,10 kN	
M _{trav}	217,63	478,78 kNm	

N		3.301,50 kN	PLINTO
Massa plinto		336.544,34 kg	
T _{long}		948,27 kN	
e _{vert,plinto}		0,75 m	
M _{long,plinto}		711,21 kNm	
T _{trav}		284,48 kN	
M _{trav}		213,36 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

Massa totale	265.074,77 kg	SPICCATO FUSTO
N _{sismica}	117,02 kN	
T _{long}	746,90 kN	
M _{long,plinto}	1.357,34 kNm	
T _{trasv}	224,07 kN	
M _{trasv}	414,25 kNm	
Massa totale	636.515,90 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{sismica}	280,99 kN	
T _{long}	1.793,50 kN	
M _{long,plinto}	3.542,32 kNm	
T _{trasv}	538,05 kN	
M _{trasv}	1.087,16 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.3. SPINTA DELLE TERRE

6.4.3.1. Spinta statica del terreno di monte

SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$tg(\phi_k)$
35,00	0,61	0,70

M1	
K_0	0,43
g	19,00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,87 m
H_{FUSTO}	2,50 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	6,87 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	1,70 m
q	0,00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato(MONTE)}}$	0,85 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5,15 m
$X_{G,PALIFICATA}$	3,10 m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	13,47 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,87 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	449 kN
$Y_{S,PARAGHIAIA}$	4,96 m
Fusto	
L_{FUSTO}	13,47 m
H_{FUSTO}	2,50 m
S_{FUSTO}	1.124 kN
$Y_{S,FUSTO}$	2,62 m
Plinto	
L_{PLINTO}	14,20 m
H_{PLINTO}	1,50 m
S_{PLINTO}	1.056 kN
$Y_{S,PLINTO}$	0,72 m

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	1.574 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	2.817 kNm	
N _{terreno imbarcato}	0 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	0 kNm	
N _{tot}	0 kN	
T _{long,tot}	1.574 kN	
M _{long,tot}	2.817 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long,spinta}	2.630 kN	
M _{long,spinta}	5.937 kNm	
N _{terreno imbarcato}	2.373 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	-4.608 kNm	
N _{tot}	2.373 kN	
T _{long,tot}	2.630 kN	
M _{long,tot}	1.329 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
35,00	0,61	0,70

M1	
K_a	0,27
g	19,00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,87 m
H_{FUSTO}	2,50 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	6,87 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	1,70 m
q	0,00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato}}$	0,85 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5,15 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3,10 m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	13,47 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,87 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	286 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	4,96 m
Fusto	
L_{FUSTO}	13,47 m
H_{FUSTO}	2,50 m
S_{FUSTO}	714 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	2,62 m
Plinto	
L_{PLINTO}	14,20 m
H_{PLINTO}	1,50 m
S_{PLINTO}	671 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0,72 m

PROGETTAZIONE ATI:

$T_{long,spinta}$	1.000 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{long,spinta}$	1.790 kNm	
$N_{terreno imbarcato}$	0 kN	
$M_{long,terreno imbarcato}$	0 kNm	
N_{tot}	0 kN	
$T_{long,tot}$	1.000 kN	
$M_{long,tot}$	1.790 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{long,spinta}$	1.671 kN	
$M_{long,spinta}$	3.773 kNm	
$N_{terreno imbarcato}$	2.373 kN	
$M_{long,terreno imbarcato}$	-4.608 kNm	
N_{tot}	2.373 kN	
$T_{long,tot}$	1.671 kN	
$M_{long,tot}$	-835 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.3.2. Traffico a tergo spalla

M1	
K0	0,43
q TRAFFICO	30,00 kN/m ²
H SPALLA	6,87 m
B PLINTO	6,20 m
H PLINTO	1,50 m
B TERRENO IMBARCATO	1,70 m
L PARAGHIAIA	13,47 m
X G.PALIFICATA	3,10 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	925 kN	
M _{long}	2.485 kNm	

N	687 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	1.184 kN	
M _{long}	2.521 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.3.3. Sovrappinta sismica del terreno di monte

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
35,00	0,61	0,70

M1	
$H_{\text{media(spalla)}}$	6,87 m
g	19,00 kN/m ³
K_a	0,27
k_h	0,29
k_v	0,14
q	14,10 °
α	90,00 °
β	0,00 °
δ	0,00 °
$K_{a,e}$	0,44
S_e	223,38 kN/m
S_a	121,50 kN/m
DS	101,88 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	14,83 kN/m/m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	13,47 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,87 m
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	573 kN
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	5,44 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	3.116 kNm
Fusto	
L_{FUSTO}	13,47 m
H_{FUSTO}	2,50 kN
$\Delta\Sigma_{e,FUSTO}$	499 kN
$y_{Se,FUSTO}$	2,75 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	1.373 kNm
Plinto	
L_{PLINTO}	14,20 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$\Delta\Sigma_{e,PLINTO}$	316 kN
$y_{Se,PLINTO}$	0,75 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	237 kNm

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	1.073 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	2.880 kNm	
T _{long,spinta}	1.389 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{long,spinta}	4.726 kNm	

6.4.3.4. Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	211.642,05 kg	SPICCATO FUSTO
T _{long,SISMICA}	596,34 kN	
Y _G	2,69 m	
M _{long,SISMICA}	1.601,17 kNm	
T _{trav,SISMICA}	178,90 kN	
M _{trav,SISMICA}	480,35 kNm	
N _{SISMICA}	0,00 kN	
X _G	-2,05 m	
M _{long,SISMICA}	0,00 kNm	
Massa terreno imbarcato	241.875,81 kg	INTRAD. FONDAZIONE
T _{long,SISMICA}	681,53 kN	
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	4,19 m	
Y _{G,terreno imbarcato VALLE}	1,65 m	
M _{long,SISMICA}	2.728,43 kNm	
T _{trav,SISMICA}	204,46 kN	
M _{trav,SISMICA}	855,66 kNm	
N _{SISMICA}	106,78 kN	
X _G	-2,25 m	

PROGETTAZIONE ATI:

6.5. SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

6.5.1. AZIONI ELEMENTARI

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	2.934	-	1.467	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	354	315	1.223	95	484	47
Traffico impalcato	2.090	-	1.045	-	6.228	-
Frenatura e centrifuga	-	114	378	50	166	25
DT	-	91	301	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	156	855	78
P.P. spalla	2.600	-	-522	-	-	-
Inerzia sismica spalla	117	747	1.357	224	414	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	1.574	2.817	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1.000	1.790	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	1.073	2.880	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	596	1.601	179	480	-
Traffico tergo spalla	0	925	2.485	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

6.5.2. SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

Di seguito si riportano le sollecitazioni globali risultanti nella sezione di spiccato fusto.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	7.471	7.471	7.471	7.471	7.471	7.471	10.292	10.292	9.582	9.582	9.582
T long [kN]	2.233	2.190	3.439	3.439	2.689	2.733	2.190	2.689	3.439	2.344	2.843
M long [kNm]	5.440	5.295	8.649	8.649	6.637	6.781	6.706	8.047	9.705	6.861	8.203
T trasv [kN]	0	234	0	140	234	140	140	140	140	208	208
M trasv [kNm]	0	1.283	0	770	1.283	770	9.177	9.177	7.060	7.283	7.283
M torc [kNm]	0	117	0	70	117	70	70	70	70	104	104

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	5.534	5.534	5.534	5.534	5.534	5.534	7.624	7.624	7.102	7.102	7.102
T long [kN]	1.664	1.628	2.553	2.553	1.998	2.034	1.628	1.998	2.553	1.742	2.112
M long [kNm]	4.063	3.942	6.427	6.427	4.936	5.057	4.987	5.981	7.211	5.105	6.098
T trasv [kN]	0	156	0	94	156	94	94	94	94	143	143
M trasv [kNm]	0	855	0	513	855	513	6.741	6.741	5.184	5.350	5.350
M torc [kNm]	0	78	0	47	78	47	47	47	47	72	72

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	5.534	5.534	5.534	7.102
T long [kN]	1.628	1.989	1.619	1.619
M long [kNm]	3.942	4.906	3.912	4.696
T trasv [kN]	0	0	31	0
M trasv [kNm]	0	0	171	4.671
M torc [kNm]	0	0	16	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	5.534
T long [kN]	1.619
M long [kNm]	3.912
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

PROGETTAZIONE ATI:

	COMBO SLV
	1
N [kN]	6.006
T long [kN]	3.776
M long [kNm]	9.947
T trasv [kN]	497
M trasv [kNm]	1.378
M torc [kNm]	47

PROGETTAZIONE ATI:

6.5.3. SOLLECITAZIONI OGGETTO DI VERIFICA

La verifica dell'elemento strutturale viene condotta facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria. Le sollecitazioni a spiccato fusto riferite ad una larghezza unitaria pari a 1 m risultano pertanto:

		COMBO SLU-A1										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]		624	624	624	624	624	624	860	860	800	800	800
T long [kN]		187	183	287	287	225	228	183	225	287	196	238
M long [kNm]		454	442	723	723	554	567	560	672	811	573	685

		COMBO SLE - RARE										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]		462	462	462	462	462	462	637	637	593	593	593
T long [kN]		139	136	213	213	167	170	136	167	213	146	176
M long [kNm]		339	329	537	537	412	422	417	500	602	426	509

		COMBO SLE - FREQUENTE			
		1	2	3	4
N [kN]		462	462	462	593
T long [kN]		136	166	135	135
M long [kNm]		329	410	327	392

		COMBO SLE - QUASI PERMANENTE	
		1	
N [kN]		462	
T long [kN]		135	
M long [kNm]		327	

		COMBO SLV
		1
N [kN]		502
T long [kN]		315
M long [kNm]		831

PROGETTAZIONE ATI:

6.6. SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

6.6.1. AZIONI ELEMENTARI

Si riportano di seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata, riferite agli assi baricentrici della platea.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	2.934	-	880	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	354	315	1.625	95	626	28
Traffico impalcato	2.090	-	627	-	6.228	-
Frenatura e centrifuga	-	114	549	50	240	15
DT	-	91	437	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	156	1.089	-47
P.P. spalla	6.461	-	-2.769	-	0	-
Inerzia sismica spalla	281	1.793	3.542	538	1.087	-
Terreno imbarcato	2.373	-	-4.608	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	2.630	5.937	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1.671	3.773	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	1.389	4.726	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	107	682	2.488	204	856	-
Traffico tergo spalla	687	1.184	2.521	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

6.6.2. SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante sono calcolate rispetto al baricentro della palificata.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	15.886	15.886	16.814	16.814	16.257	16.257	18.707	19.078	18.924	17.997	18.368
T long [kN]	3.659	3.615	5.214	5.214	4.255	4.298	3.615	4.255	5.214	3.769	4.409
M long [kNm]	-232	-442	2.961	2.961	919	1.129	405	1.766	3.594	933	2.294
T trasv [kN]	0	234	0	140	234	140	140	140	140	208	208
M trasv [kNm]	0	1.633	0	980	1.633	980	9.388	9.388	7.270	7.595	7.595
M torc [kNm]	0	-70	0	-42	-70	-42	-42	-42	-42	-22	-22

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	11.768	11.768	12.455	12.455	12.042	12.042	13.857	14.132	14.022	13.335	13.610
T long [kN]	2.720	2.684	3.868	3.868	3.158	3.194	2.684	3.158	3.868	2.798	3.272
M long [kNm]	-123	-298	2.223	2.223	710	885	329	1.337	2.693	722	1.730
T trasv [kN]	0	156	0	94	156	94	94	94	94	143	143
M trasv [kNm]	0	1.089	0	653	1.089	653	6.881	6.881	5.324	5.565	5.565
M torc [kNm]	0	-47	0	-28	-47	-28	-28	-28	-28	-13	-13

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	11.768	12.042	11.768	13.335
T long [kN]	2.684	3.149	2.675	2.675
M long [kNm]	-298	667	-342	128
T trasv [kN]	0	0	31	0
M trasv [kNm]	0	0	218	4.671
M torc [kNm]	0	0	-9	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	11.768
T long [kN]	2.675
M long [kNm]	-342
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

PROGETTAZIONE ATI:

	COMBO SLV
	1
N [kN]	12.510
T long [kN]	5.895
M long [kNm]	9.875
T trasv [kN]	837
M trasv [kNm]	2.568
M torc [kNm]	28

PROGETTAZIONE ATI:

6.7. SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni in testa palo più gravose per le diverse combinazioni di carico risultano:

	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Mmax [kN]
SLU	791	260	145	151
SLE RARA	586	193	108	112
SLE FR	480	252	87	91
SLE QP	378	276	74	77
SLV	717	-22	166	172

PROGETTAZIONE ATI:

6.8. SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA

In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti la parte d'opera in oggetto, come funzionamento dimensionante è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Le sollecitazioni oggetto di verifica sono determinate con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria.

H _{PARAGHIAIA}	3,13 m	Geometria
H _{SPALLA}	6,87 m	
B _{PARAGHIAIA}	0,6 m	
B _{PLINTO,MONTE}	1,7 m	
Y _{G,PARAGHIAIA}	1,565 m	
A (Area)	1,878 m ²	Inerzia sismica
N/metro	46,95 KN	
Massa	4785,93 Kg	
T _{long,sismica}	13,49 KN	
M _{long,sismica}	21,10 KNm	
k ₀	0,426	Spinta riposo terre
g	19 kN/m ³	
S _{PARAGHIAIA}	39,69 kN	
Y _{S,PARAGHIAIA}	1,04 m	
T _{long,riposo}	39,69 kN	
M _{long,riposo}	41,41 kNm	
k _a	0,271	Spinta attiva terre
g	19 kN/m ³	
S _{PARAGHIAIA}	25,22 kN	
Y _{S,PARAGHIAIA}	1,04 m	
T _{long,attiva}	25,22 kN	
M _{long,attiva}	26,31 kNm	
k _h	0,287	Sovrappinta sismica
k _v	0,144	
q	14,10 °	
α	90 °	
β	0 °	
δ	0 °	
K _{a,e}	0,436	

PROGETTAZIONE ATI:

S_e	223,38 kN	
S_a	121,50 kN	
DS	101,88 kN	
$q_{\Delta\Sigma}$	14,83 kN/m	
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	46,42 kN	
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	1,565 m	
$T_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	46,42 KN	
$M_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	72,64 kNm	

Massa terreno imbarcato	10305,71 kg	Inerzia terreno imbarcato
$T_{long,terreno}$	29,04 kN	
y_G	1,57 m	
$M_{long,terreno}$	45,44 kNm	

$q_{traffico}$	30,00 kN/m ²	Traffico tergo spalla
$T_{long,traffico}$	40,04 kN	
y_G	1,57 m	
$M_{long,traffico}$	62,66 kNm	

$Q_{1k,v}$	300,0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180,0 KN	
$T_{long,frenatura}$	32,5 KN	
$M_{long,frenatura}$	101,9 kNm	

Riassumendo:

	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
Peso Proprio paraghiaia	47,0	0,0	0,0
Inerzia sismica	0,0	13,5	21,1
Spinta riposo delle terre	0,0	39,7	41,4
Spinta attiva delle terre	0,0	25,2	26,3
Sovrappinta sismica delle terre	0,0	46,4	72,6
Inerzia sismica terreno imbarcato	0,0	29,0	45,4
Traffico tergo spalla	0,0	40,0	62,7
Frenatura	0,0	32,5	101,9

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano quindi le combinazioni maggiormente dimensionanti:

COMBO SLU-STR		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
63	122	231
63	108	140

COMBO SLV		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	114	166

COMBO RARA		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	88	168
47	80	104

COMBO FREQUENTE		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	56	66

COMBO QUASI PERMANENTE		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	40	41

PROGETTAZIONE ATI:

6.9. SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE

Si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di momento flettente e taglio, che permettono di sintetizzare l'ordine di grandezza delle principali caratteristiche della sollecitazione. Le analisi sono state condotte agli SLU, SLV e SLE, trascurando quelli eccezionali in quanto le azioni che entrano in gioco, per gli elementi della spalla in oggetto, risultano del tutto trascurabili in confronto a quelle delle combinazioni studiate

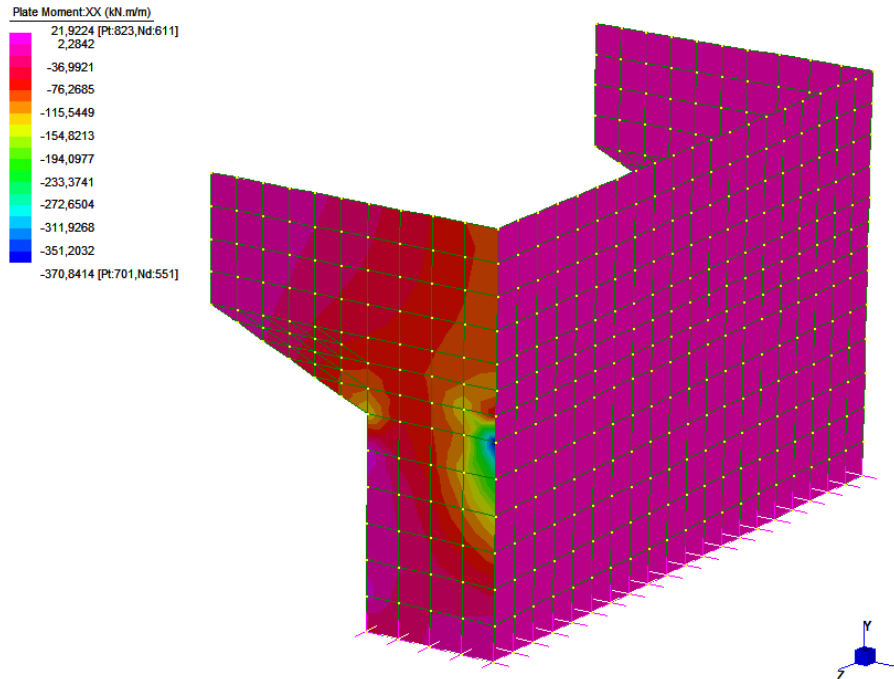


Figura 4 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLU

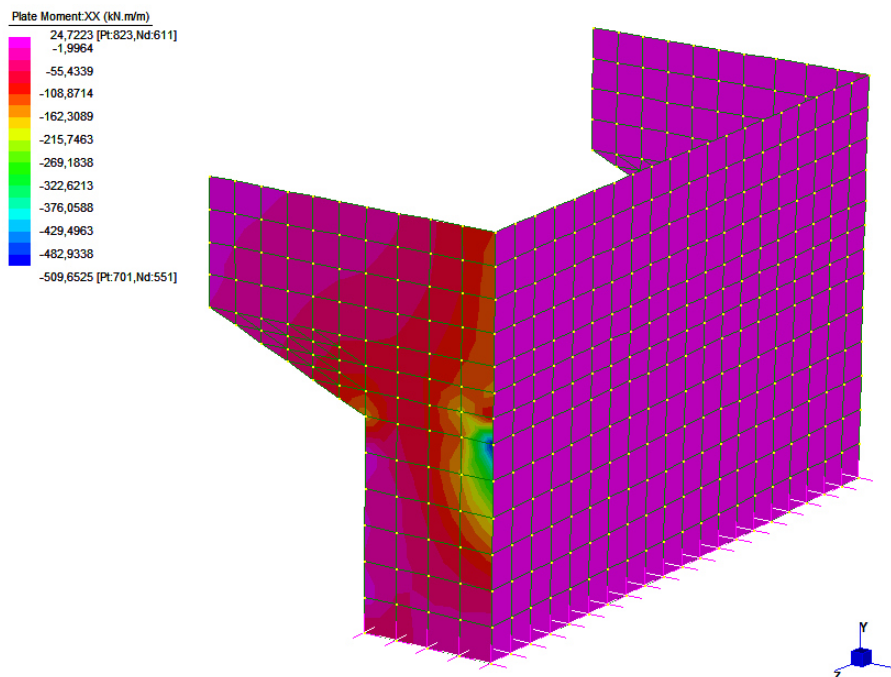


Figura 5 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLV

PROGETTAZIONE ATI:

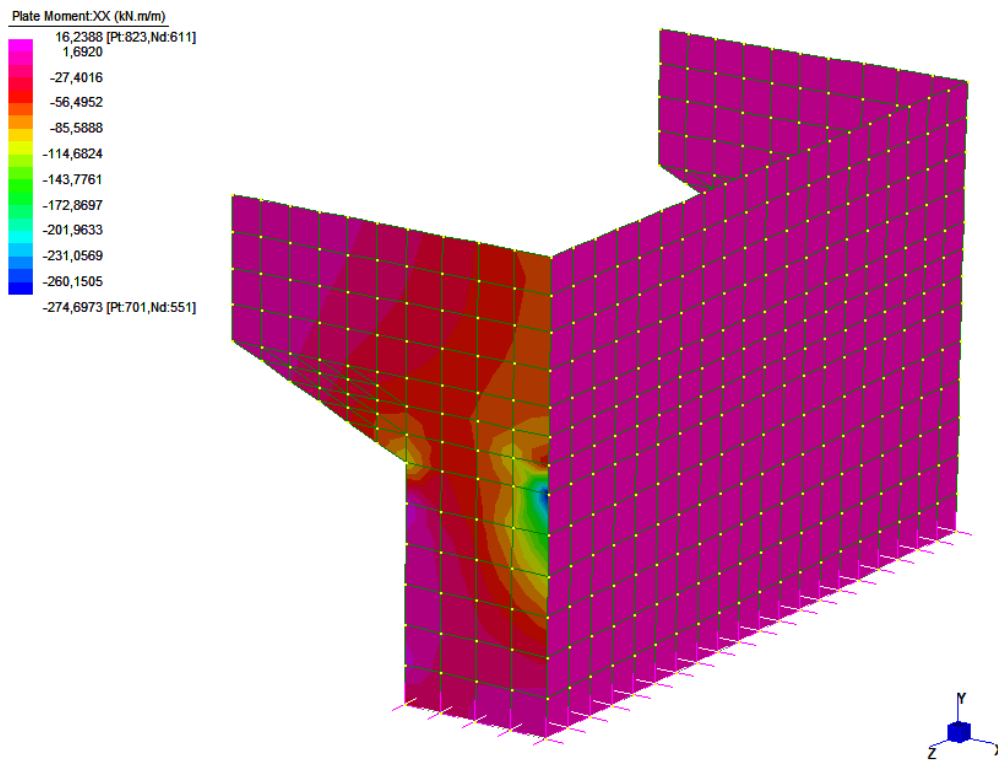


Figura 6 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Rare

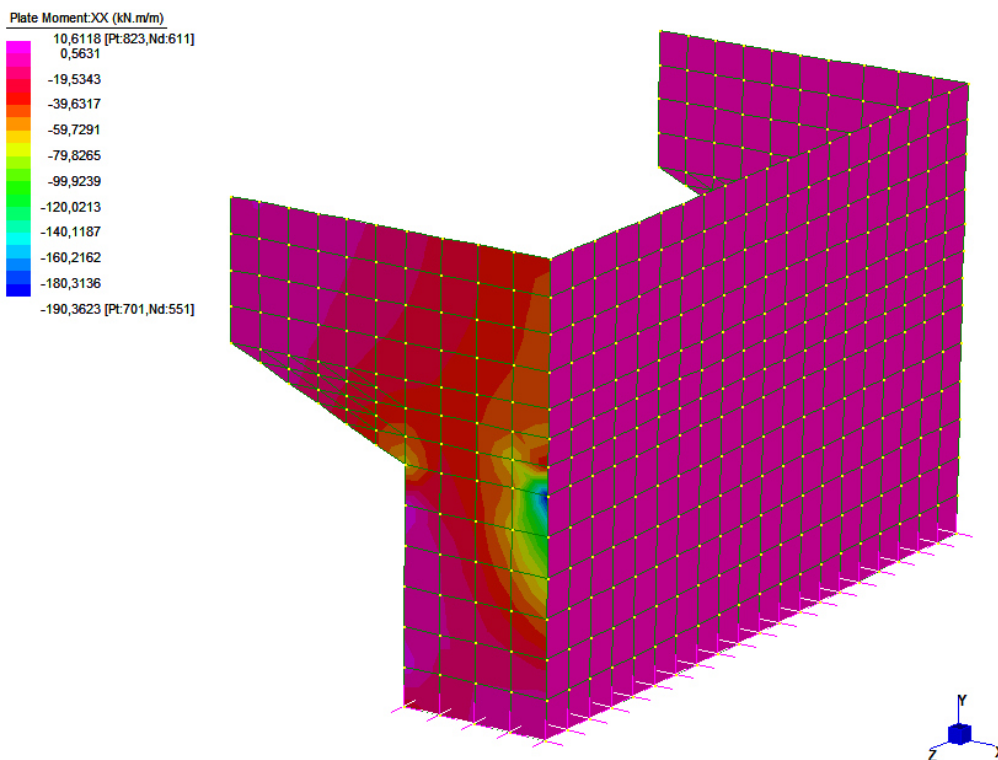


Figura 7 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Frequenti

PROGETTAZIONE ATI:

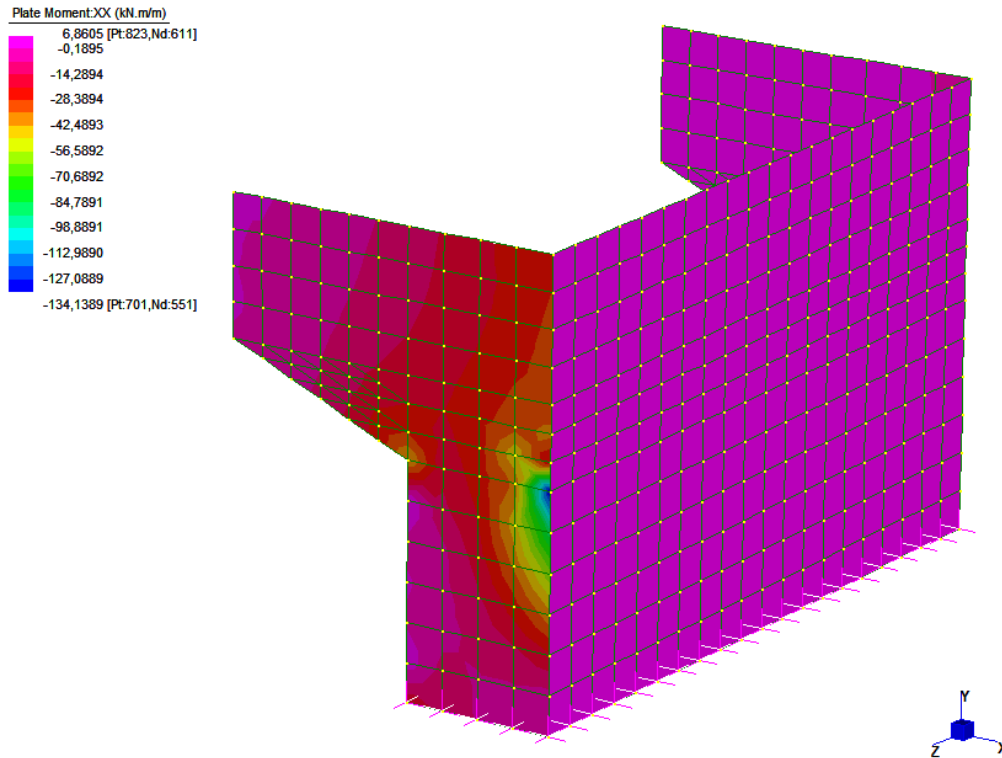


Figura 8 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Quasi Permanenti

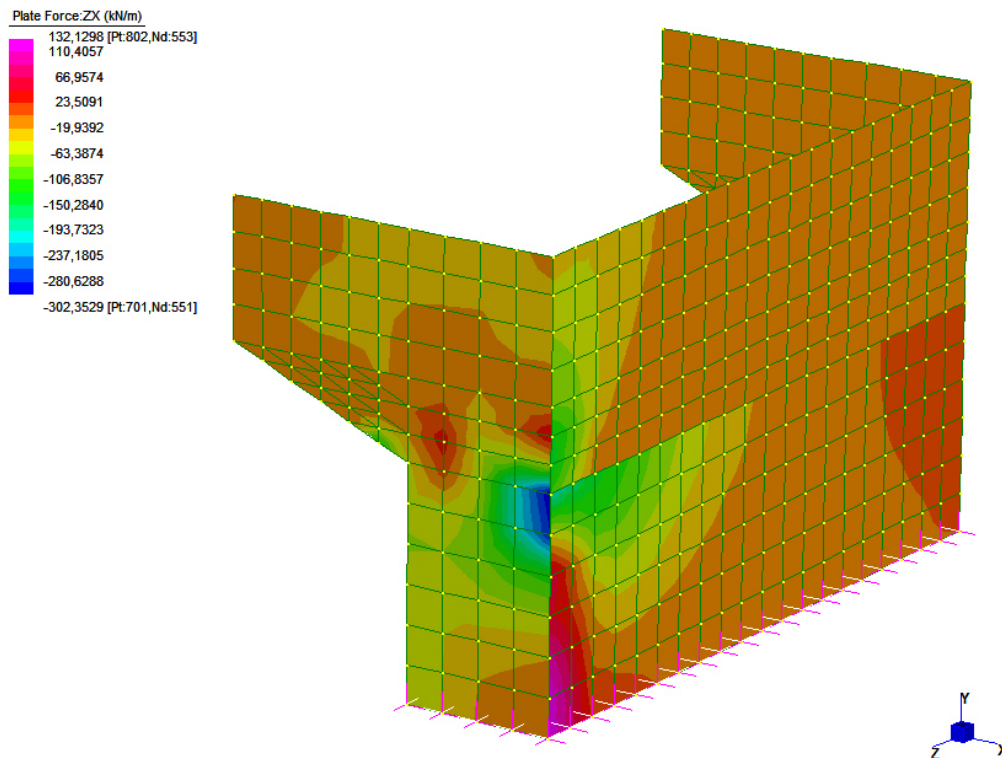


Figura 9 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLU

PROGETTAZIONE ATI:

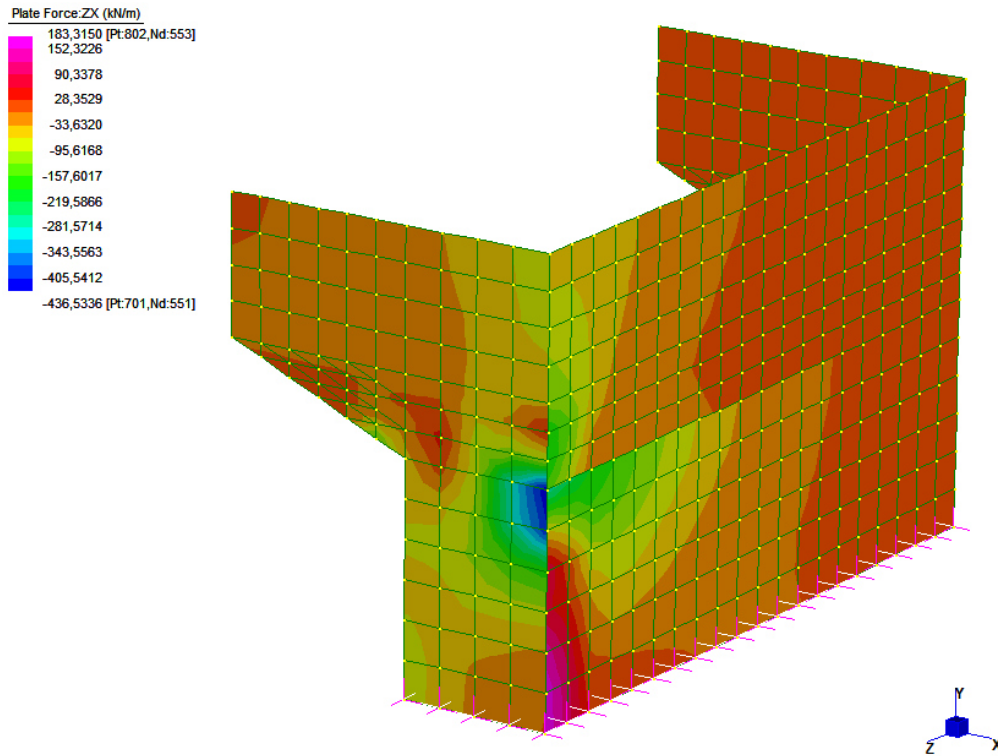


Figura 10 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLV

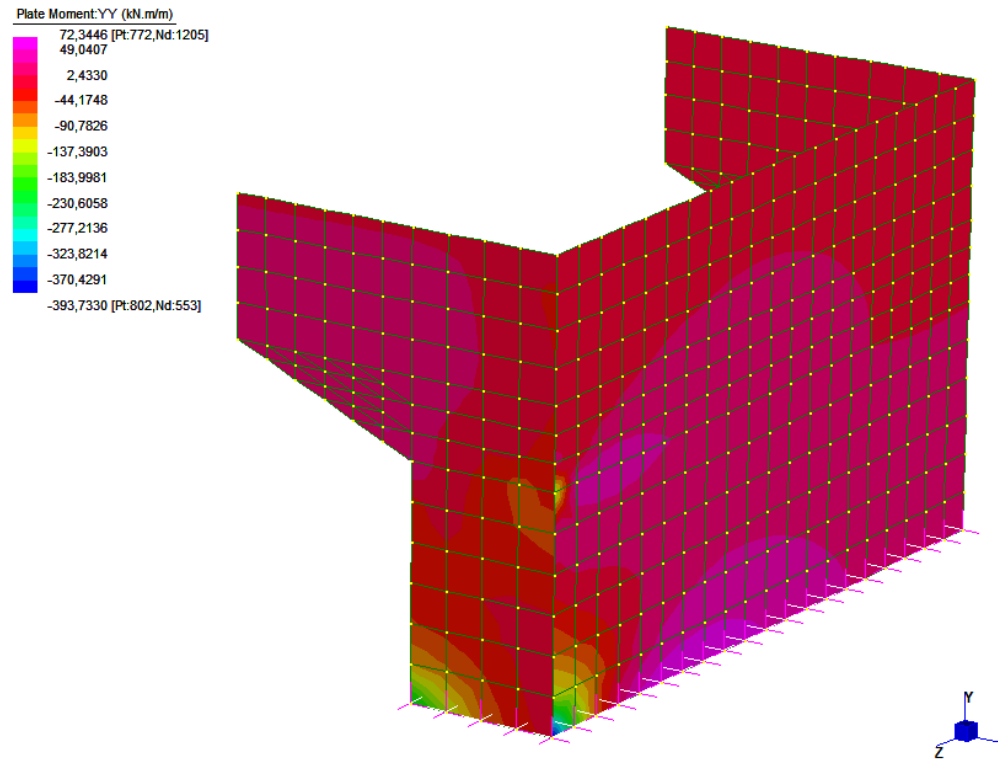


Figura 11 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLU

PROGETTAZIONE ATI:

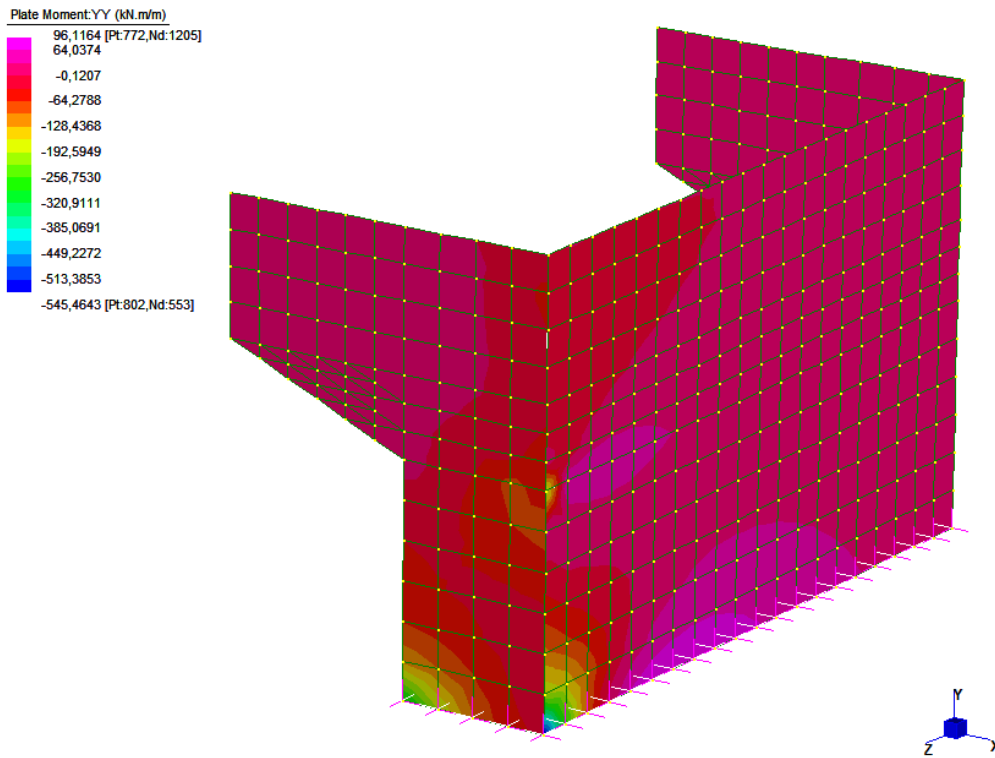


Figura 12 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLV

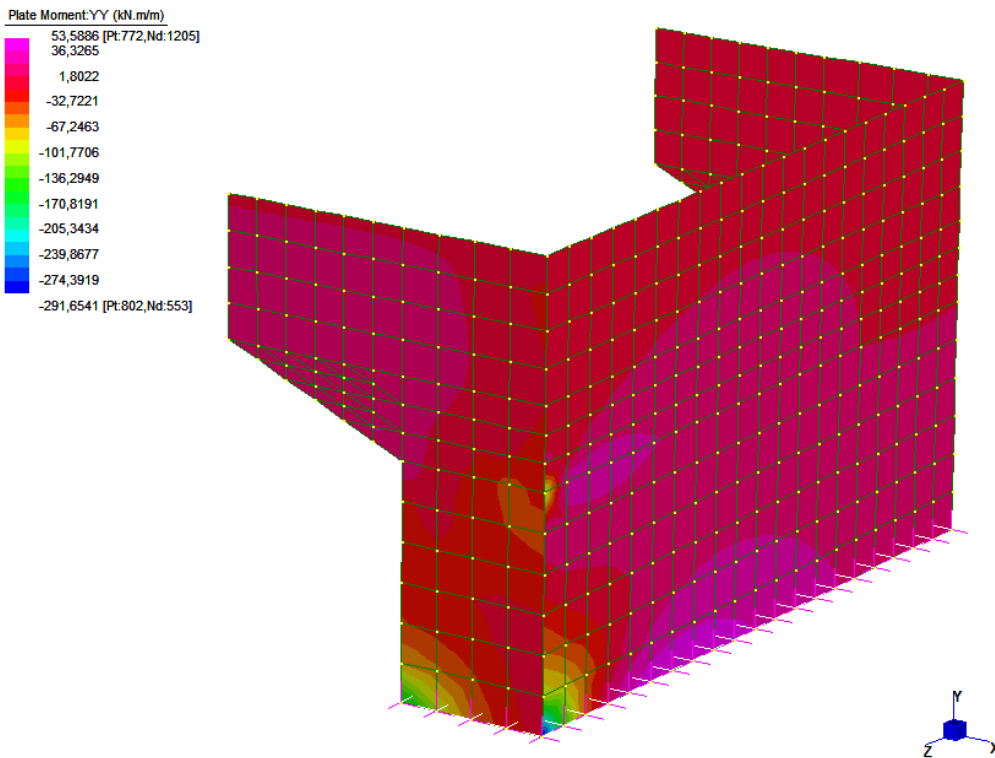


Figura 13 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Rare

PROGETTAZIONE ATI:

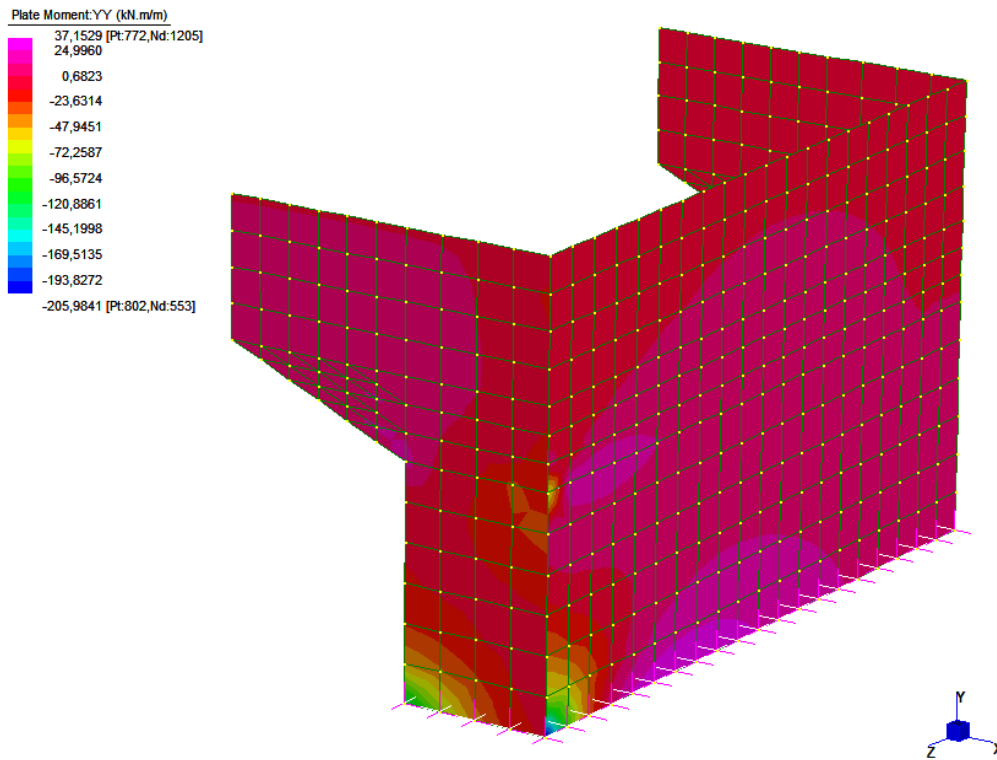


Figura 14 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Frequenti

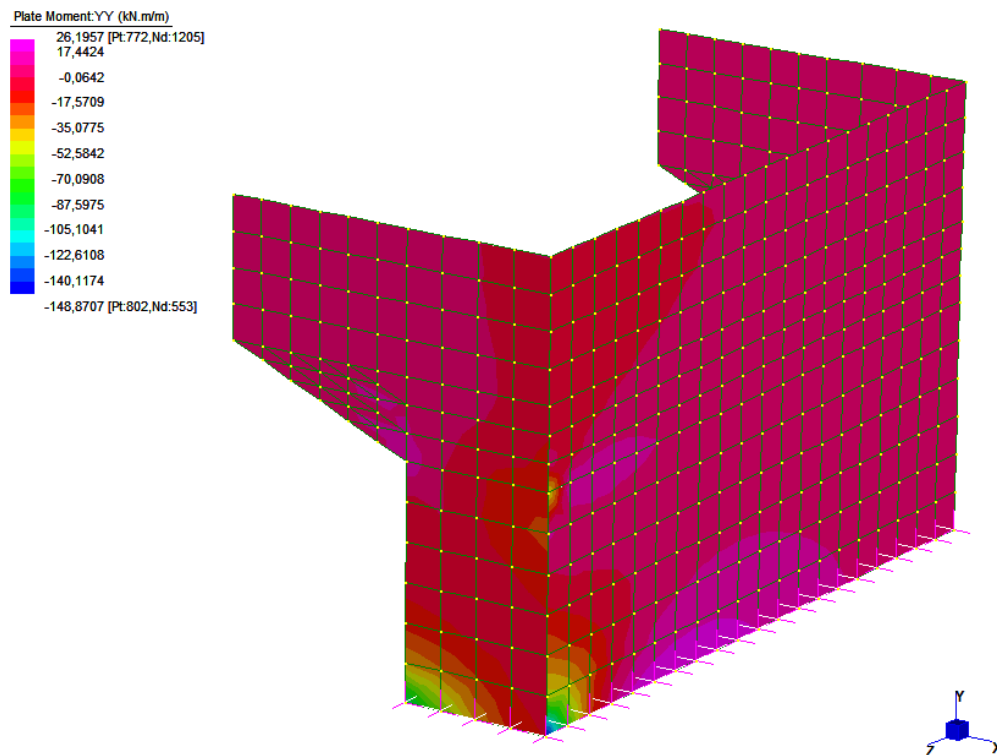


Figura 15 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Quasi Permanenti

PROGETTAZIONE ATI:

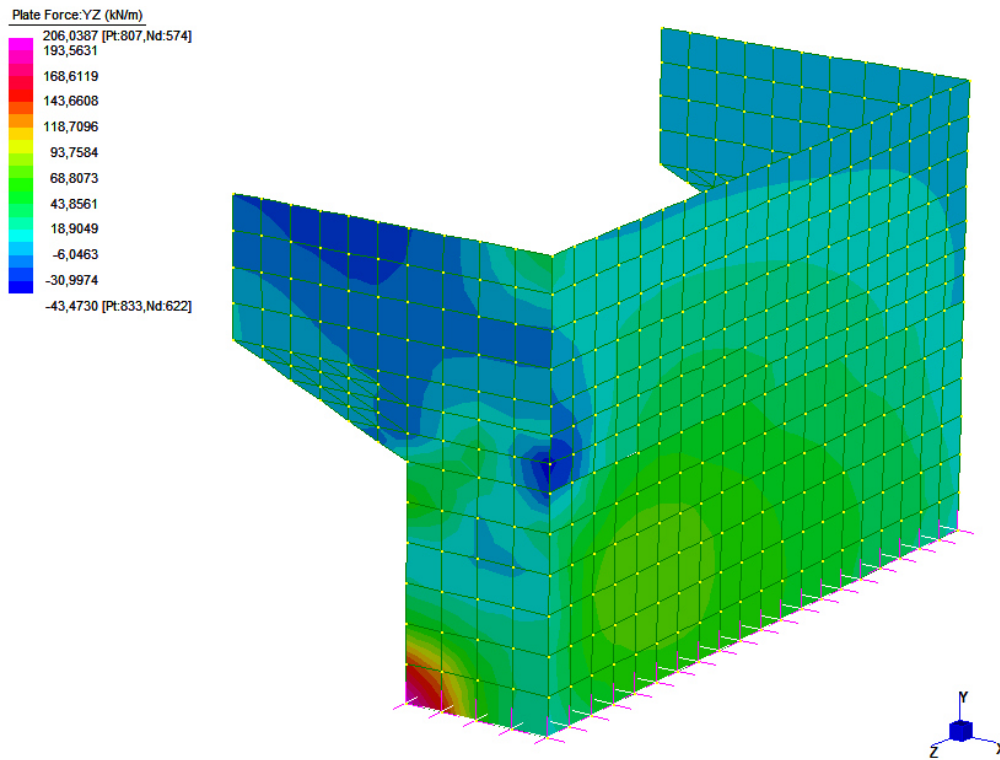


Figura 16 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLU

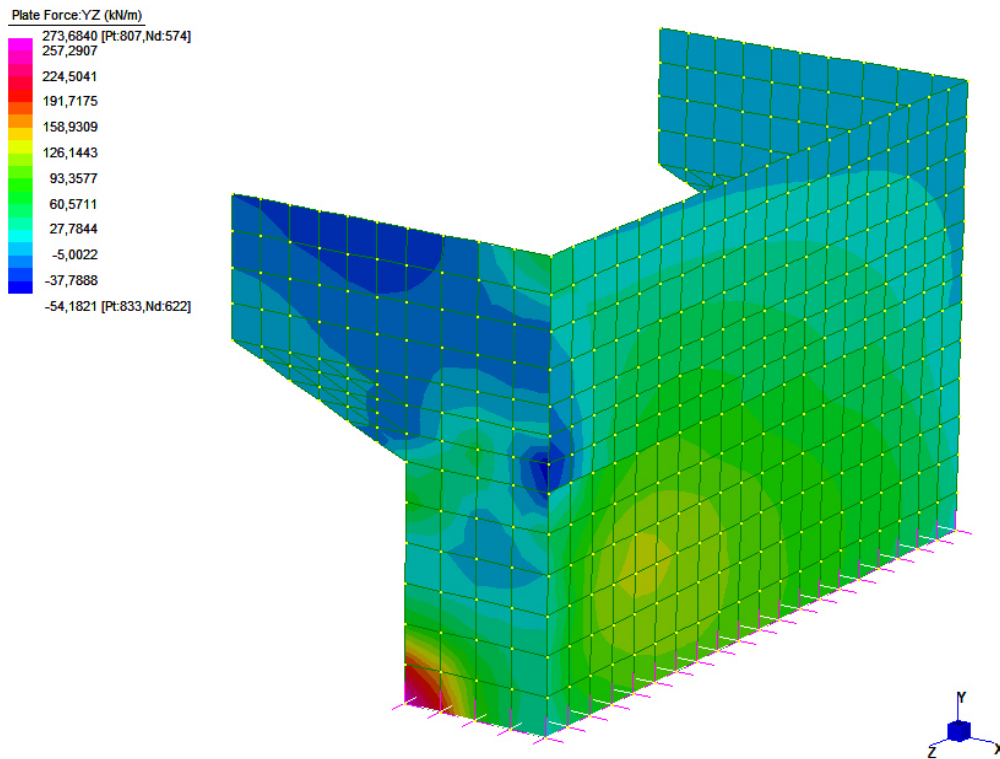


Figura 17 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLV

PROGETTAZIONE ATI:

Sulla base delle sollecitazioni elementari ottenute dalle analisi della struttura, combinando i risultati secondo quanto riportato nello specifico paragrafo, si ricava che le massime sollecitazioni su una sezione di lunghezza unitaria risultano:

ORECCHIE		
Combinazione di carico	V _{ZX} [kN]	M _{XX} [kNm]
SLU	89	105
SLV	99	111
SLE Rare	-	77
SLE Frequente	-	50
SLE Quasi Permanente	-	32

RISVOLTI				
Combinazione di carico	V _{ZX} [kN]	V _{YZ} [kN]	M _{XX} [kNm]	M _{YY} [kNm]
SLU	288	147	191	148
SLV	412	196	260	199
SLE Rare	-	-	142	109
SLE Frequente	-	-	100	82
SLE Quasi Permanente	-	-	72	64

PROGETTAZIONE ATI:

6.10. SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE

La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali; i massimi sforzi di compressione risultano:

SLU	
Nmax (kN)	791

SLV	
Nmax (kN)	717

SLE RARA	
Nmax (kN)	586

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	480

SLE QP	
Nmax (kN)	378

Le azioni dei pali sono sgravate del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento. La sezione di verifica è assunta non a filo fusto ma in posizione affondata nella sezione di incastro per potere consentire idonee diffusioni degli stati tensionali.

<u>Caratteristiche geometriche</u>		
Larghezza sezione reagente	150,00	cm
Altezza sezione reagente	150,00	cm
Altezza terreno di ricoprimento	30,00	cm
Sbalzo anteriore fondazione	210,00	cm
Approfondimento sezione di incastro nel fusto	15,00	cm
Luce di calcolo mensola inflessa	225,00	cm
Distanza asse palo da sezione di verifica	160,00	cm
Peso proprio	56,25	kN/m
Peso terreno di ricoprimento	9,00	kN/m
<u>Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto</u>		
	VEd [kN]	MEd [kNm]
Combinazioni di Carico SLU	644	1.100
Combinazioni di Carico SLV	570	982
Combinazioni di Carico SLE Rare	439	772
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	333	603
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	231	440

PROGETTAZIONE ATI:

6.11. SOLLECITAZIONI SUI BAGGIOLI E RITEGNI

Nel presente paragrafo si analizzano i baggioli ed i ritegni sismici. Essendo le due parti della spalla inglobate in un'unica struttura si procede sviluppando le considerazioni relative solo ai secondi in quanto soggetti ad azioni più gravose.

L'azione sollecitante presa in considerazione deriva dalle massime sollecitazioni che sono in grado trasmettere gli appoggi allo SLC.

6.11.1. RITEGNI TRASVERSALI

I ritegni trasversali sono presenti su tutte le strutture in elevazione, ovvero sia sulle pile che sulle spalle, e pertanto, ai fini dell'analisi degli elementi in oggetto, si considerano i soli appoggi della spalla.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidezza di 0.70 kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 190 mm.

Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 0.70 \text{ kN/mm} * 190 \text{ mm} = 133 \text{ kN}$$

Essendo presenti due isolatori su ciascuna spalla la forza agente sul ritegno in oggetto risulta pari a:

$$F_{Ed} = 133 \text{ kN} * 3 = 399 \text{ kN}$$

6.11.2. RITEGNI LONGITUDINALI

I risvolti longitudinali sono presenti solo sulle spalle e pertanto, ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano gli appoggi presenti nell'intera opera.

Nel caso in esame gli isolatori presentano le seguenti caratteristiche:

	k isolatore [kN/mm]	n app	K tot [kN/mm]
kspA	0.70	3	2.10
kpila 1	1.40	3	4.20
kpila 2	1.40	3	4.20
kspB	0.70	3	2.10
			12.60

Lo spostamento massimo si assume pari a 190 mm.

Si ottiene pertanto una forza su totale pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 12.60 \text{ kN/mm} * 190 \text{ mm} = 2394 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

7. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali le cui sollecitazioni di verifica sono state calcolate ai paragrafi precedenti.

7.1. PARAGHIAIA

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 60 \text{ cm}$

$A_s = \phi 18/15$

$A's = \phi 14/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/45 \times 20$

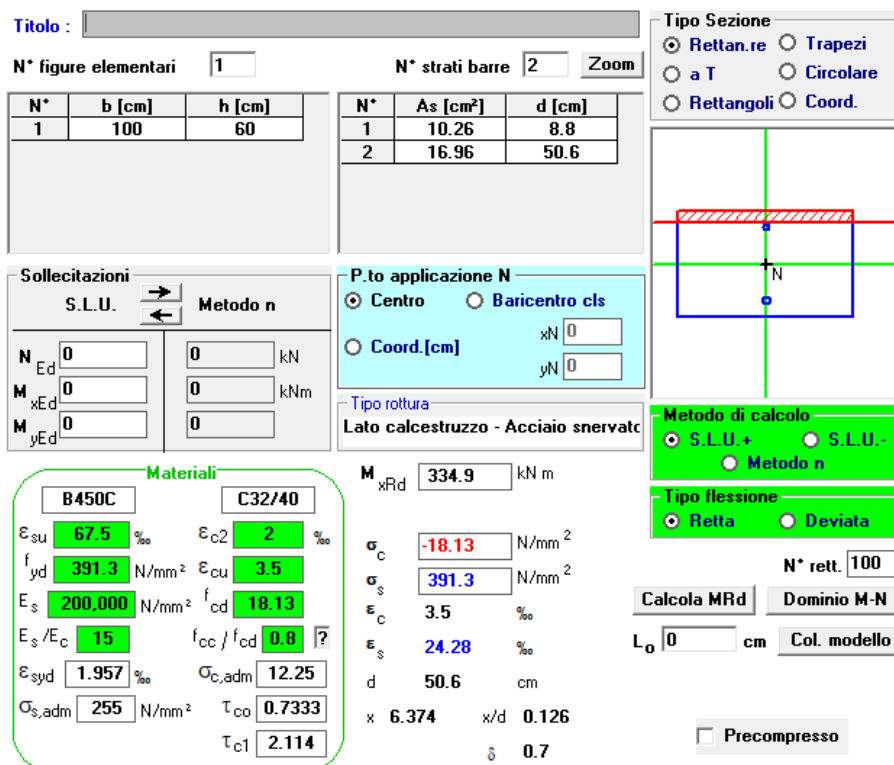
7.1.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.1.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 231 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.



Titolo : []

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.26	8.8
			2	16.96	50.6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

M_{xRd} 334.9 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.28 ‰
 d 50.6 cm
 x 6.374 x/d 0.126
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.1.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	122	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	51,5	cm
A_{sl}	16,96	cm ²
c	8,5	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,78	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	220	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	1449	kN
V_{Rsd}	403	kN
V_{Rd}	403	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.1.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.1.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 168 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,26	8,6
			2	16,96	50,6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 168 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 66 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,26	8,6
2	16,96	50,6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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 -2,008 N/mm²
 σ_s 84,84 N/mm²
 ϵ_s 0,4242 ‰
 d 50,6 cm
 x 13,25 x/d 0,2619
 δ 0,7674

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.2. MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

B = 100 cm

H = 75 cm

As = $\phi 24/10$

A's = $\phi 16/20$

Asw = spille $\phi 10/20 \times 20$

7.2.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.2.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 260$ kNm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10,05	7,3
			2	45,24	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 1.107 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,79 ‰
 d 67,3 cm
 x 10,57 x/d 0,157
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	412	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	67,3	cm
A_{sl}	45,20	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	4,00	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	347	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	1894	kN
V_{Rsd}	1185	kN
V_{Rd}	1185	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.2.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 142 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 142 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -1,873 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 52,72 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13	ϵ_s 0,2636 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 67,3 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25	x 23,4 x/d 0,3476
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333	δ 0,8745
	τ_{c1} 2,114	

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 100 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

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 -1,319 N/mm²
 σ_s 37,12 N/mm²
 ϵ_s 0,1856 ‰
 d 67,3 cm
 x 23,4 x/d 0,3476
 δ 0,8745

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.3. MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

B = 100 cm

H = 75 cm

As = $\phi 20/20$

A's = $\phi 16/20$

Asw = spille $\phi 10/60 \times 20$

7.3.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.3.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 200$ kNm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10,05	7,3
			2	15,71	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 409,7 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 38,47 ‰
 d 67,3 cm
 x 5,612 x/d 0,0834
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

 L_0 0 cm

 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.3.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	196	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	67,3	cm
A_{sl}	15,70	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,33	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	256	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	1894	kN
V_{Rsd}	395	kN
V_{Rd}	395	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.3.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.3.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 109 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,3

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

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

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

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

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

σ_c -2,128 N/mm²
 σ_s 111,7 N/mm²
 ϵ_s 0,5586 ‰
 d 67,3 cm
 x 14,95 x/d 0,2222
 δ 0,7178

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

7.3.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 82 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

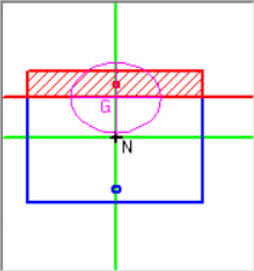
Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

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 -1,601 N/mm²
 σ_s 84,05 N/mm²
 ϵ_s 0,4203 ‰
 d 67,3 cm
 x 14,95 x/d 0,2222
 δ 0,7178



I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.4. ORECCHIE

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 75 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20$

$A's = \phi 16/20$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/60 \times 20$

7.4.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.4.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 111 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10,05	7,3
			2	15,71	67,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 411 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 38,59 ‰
 d 67,5 cm
 x 5,612 x/d 0,08315
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100

 L_0 cm

 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.4.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	99	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	67,3	cm
A_{sl}	15,7	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,33	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	256	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	18994	kN
V_{Rsd}	395	kN
V_{Rd}	395	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.4.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.4.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 77 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 77 kNm
 M_{yEd}

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

7.4.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 50 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.5. SEZIONE DI SPICCATO FUSTO

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 240 \text{ cm}$

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/45 \times 20$

7.5.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.5.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 831 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Lato acciaio - Acciaio snervato
 M_{xRd} 3.131 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,898 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 230,2 cm
 x 9,477 x/d 0,04117
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.5.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	315	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	230,2	cm
A_{sl}	35,40	cm ²
c	9,80	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,78	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	671	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	6477	kN
V_{Rsd}	1802	kN
V_{Rd}	1802	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.5.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.5.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 602 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	240	1	20,94	9,1
			2	35,39	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -1,177 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 78,52 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13	ϵ_s 0,3926 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 230,2 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25	x 42,27 x/d 0,1836
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333	δ 0,7
	τ_{c1} 2,114	

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

7.5.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 410 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N*	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -0,8019 N/mm²
 σ_s 53,48 N/mm²
 ϵ_s 0,2674 ‰
 d 230,2 cm
 x 42,27 x/d 0,1836
 δ 0,7

Verifica
 N* iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.6. PLATEA DI FONDAZIONE

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

B = 340 cm

H = 150 cm

As = 1φ24/15 + 1φ24/15

A's = φ20/15

Asw = spille φ12/30x40

7.6.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.6.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

M_{Ed} = 1100 kNm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	150	1	31,42	7
			2	45,24	132,3
			3	45,24	137,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
B450C **C25/30**
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
 τ_{c1} 1,829 ‰

M xRd 4.555 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 30,61 ‰
 d 137,5 cm
 x 14,11 x/d 0,1026
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Essendo M_{RD} > M_{ED} la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.6.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	644	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	142,7	cm
A_{sl}	90,4	cm ²
c	7,30	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	5,65	cm ²
passo	40	cm
f_{cd}	14,17	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	774	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	4705	kN
V_{Rsd}	1775	kN
V_{Rd}	1775	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.6.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.6.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 439 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	7
2	45,24	132,3
3	45,24	137,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} 439 kNm
 M_{yEd}

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

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

Materiali

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

7.6.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 333 \text{ kNm}$$

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	7
2	45,24	132,3
3	45,24	137,5

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 0 **333** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

Materiali:
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -0,8175 N/mm²
 σ_s 30,83 N/mm²
 ϵ_s 0,1541 ‰
 d 137,5 cm
 x 39,13 x/d 0,2846
 δ 0,7957

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.7. VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si verificano i pali $d=45\text{cm}$ armati con tubo $\phi 298.5\text{mm}$ sp.20mm.
 Si riportano le sollecitazioni agenti sui pali più sollecitati:

	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN]
SLU	791	145	151
SLV	717	166	172

Si riporta di seguito la verifica.

TIPO ACCIAIO (Fe):	S 355	Mpa
COEFFICIENTE PARZIALE SU ACCIAIO (γ_{m0}):	1.05	-
MODULO ELASTICO (E):	2.10E+08	kPa
SNERVAMENTO (fy):	355	MPa
AMMISSIBILE (σ_{amm}):	338.1	MPa

DIAMETRO ESTERNO (D_e):	298.5	mm
SPESSORE (s):	20	mm
COEFFICIENTE ϵ :	0.81	-
PESO (q):	137.36	kg/m
RAGGIO D'INERZIA (i):	9.87	cm
AREA (A):	174.99	cm ²
MOMENTO D'INERZIA (J):	17052.95	cm ⁴
MODULO RESISTENTE (W):	1142.58	cm ³
MODULO PLASTICO (Wpl):	1553.91	cm ³

$N_{pl,Rd} =$	5916.22	kN
$V_{pl,Rd} =$	2174.52	kN
$V_{pl,Rd}$ (per verifica caso D- Pressoflessione + taglio) =	0.00	kN
$A_v =$	0.01114	m ²
$1-\rho =$	0.266373268	-

$M_{pl,Rd}$ (FLESSIONE PURA) =	525	kNm
$M_{v,Rd}$ (FLESSIONE+TAGLIO)=	525	kNm
$M_{N,Rd}$ (PRESSOFLESSIONE) =	485	kNm
$M_{N,Rd}$ (PRESSOFLESSIONE+TAGLIO)=	485	kNm

$N_{sd} < N_{pl,Rd}$	OK
$V_{sd} < V_{pl,Rd}$	OK
$M_{sd} < M_{pl,Rd}$	OK

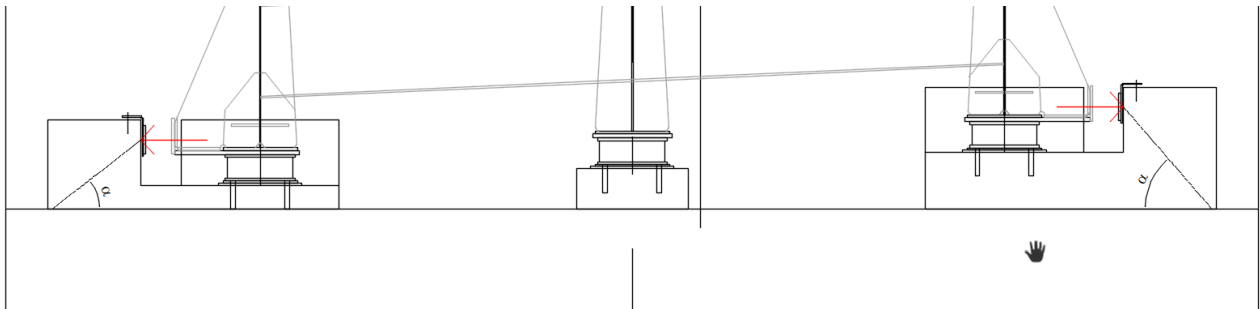
La verifica risulta soddisfatta con FS=0.35.

PROGETTAZIONE ATI:

7.8. RITEGNI

7.8.1. RITEGNI TRASVERSALI

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad α che dipende dalla geometria del ritegno. A favore di sicurezza si adotta l'angolo maggiore.



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 399 \text{ kN} * \tan (49^\circ) = 459 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero $10\phi 22$: $A_s = 3801 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 3801 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 1486 \text{ kN}$$

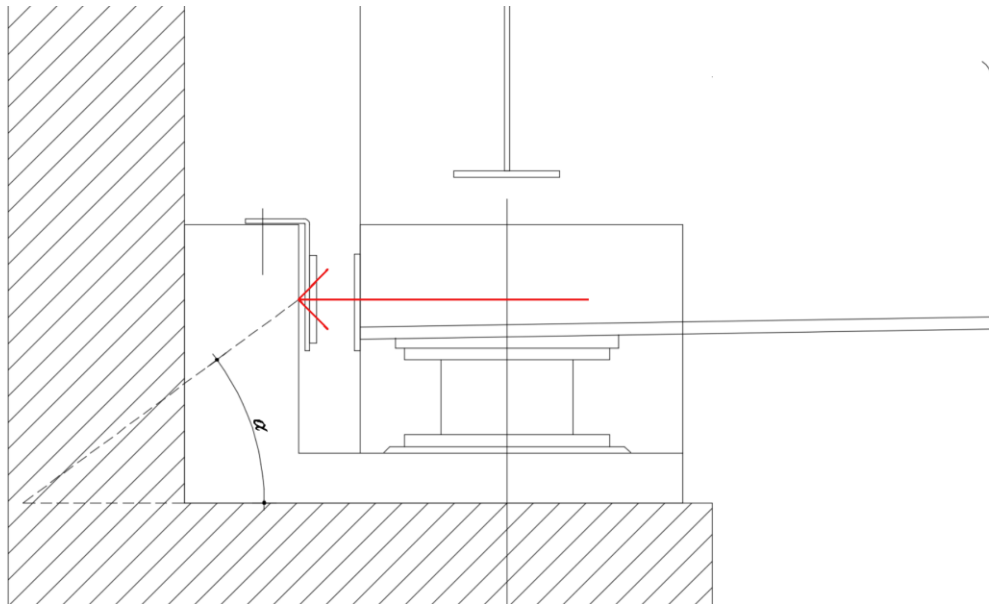
Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 459 \text{ kN} / 1486 \text{ kN} = 0.31 < 1 \text{ verificato}$$

PROGETTAZIONE ATI:

7.8.2. RITEGNI LONGITUDINALI

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad α che dipende dalla geometria del ritegno.



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 2394 \text{ kN} * \tan (52^\circ) = 3064 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato ortogonale del ritegno, ovvero 17 ϕ 26: $A_s = 6903 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 6903 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 3530 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 3064 \text{ kN} / 3530 \text{ kN} = 0.87 < 1 \text{ verificato}$$

PROGETTAZIONE ATI: