

NODO STRADALE E AUTOSTRADALE DI GENOVA

Adeguamento del sistema
A7 - A10 - A12

Lotto 2 - Ambito Bolzaneto

PROGETTO ESECUTIVO

A2-ADEGUAMENTO AUTOSTRADA A7

GALLERIA FORTE DIAMANTE

SISTEM. FINALE FORTE DIAMANTE/SAN ROCCO/POLCEVARA

CABINA ELETTRICA 2.5 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Lucio ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N. 2188 RESPONSABILE STRUTTURE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Pietro Mele Ord. Ingg. Milano N. A30141	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
--	---	--

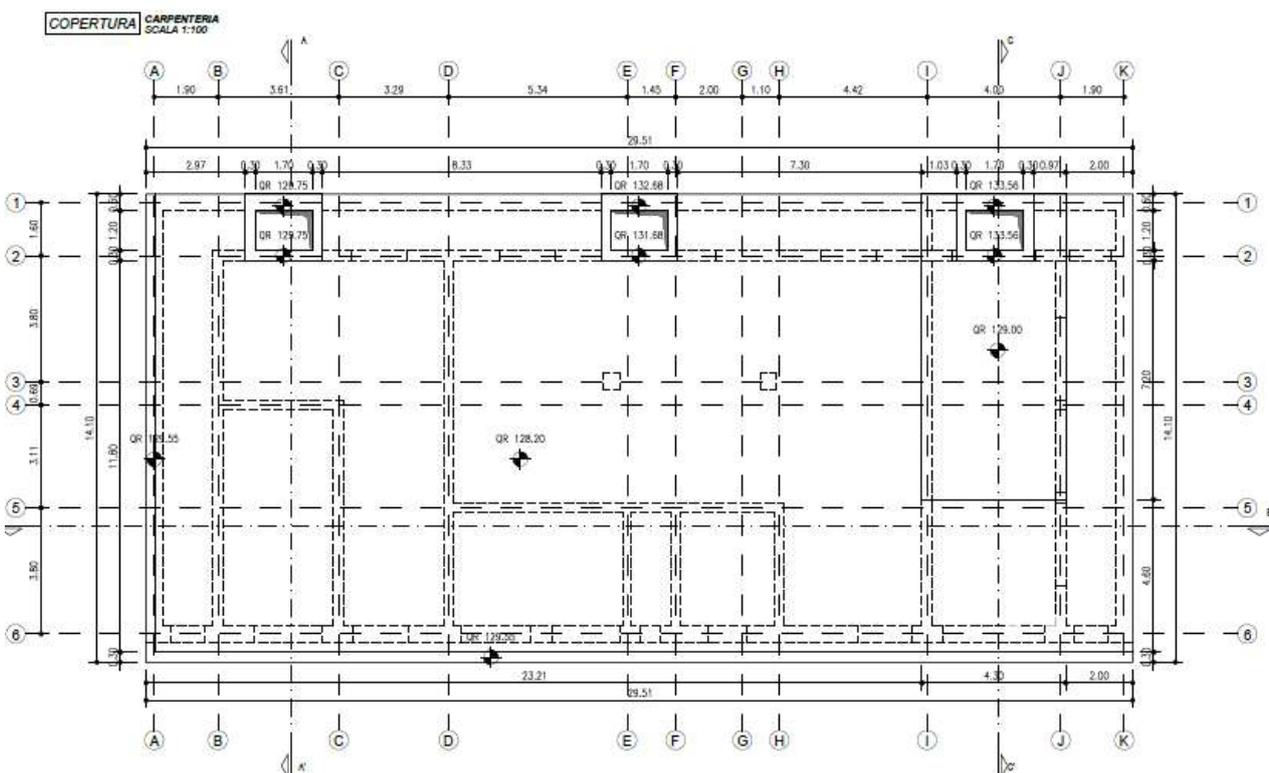
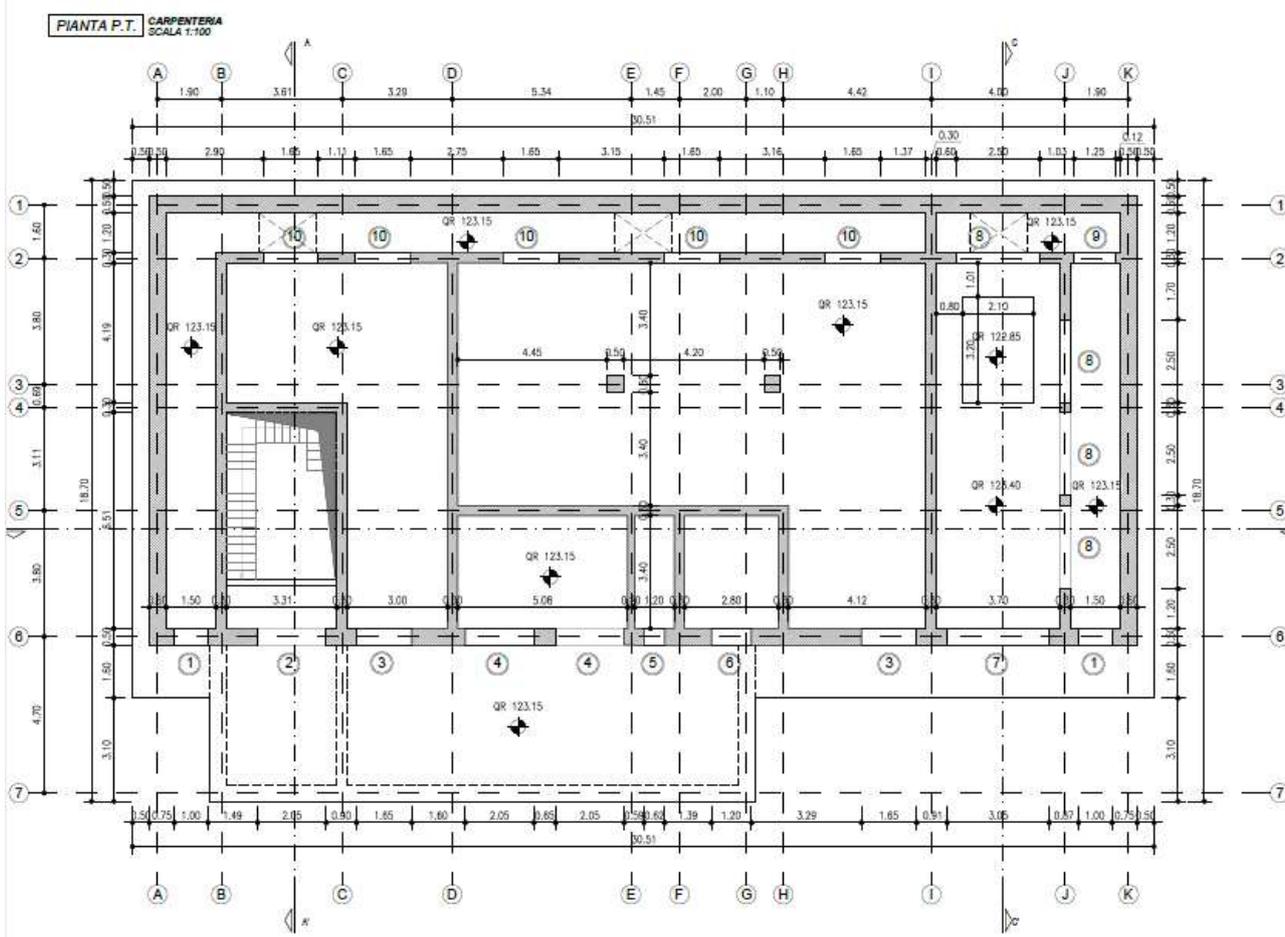
CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
110722	LL02	PE	A2	G11	GF11N	CBE25	R	STR	0512	- 2	SCALA -

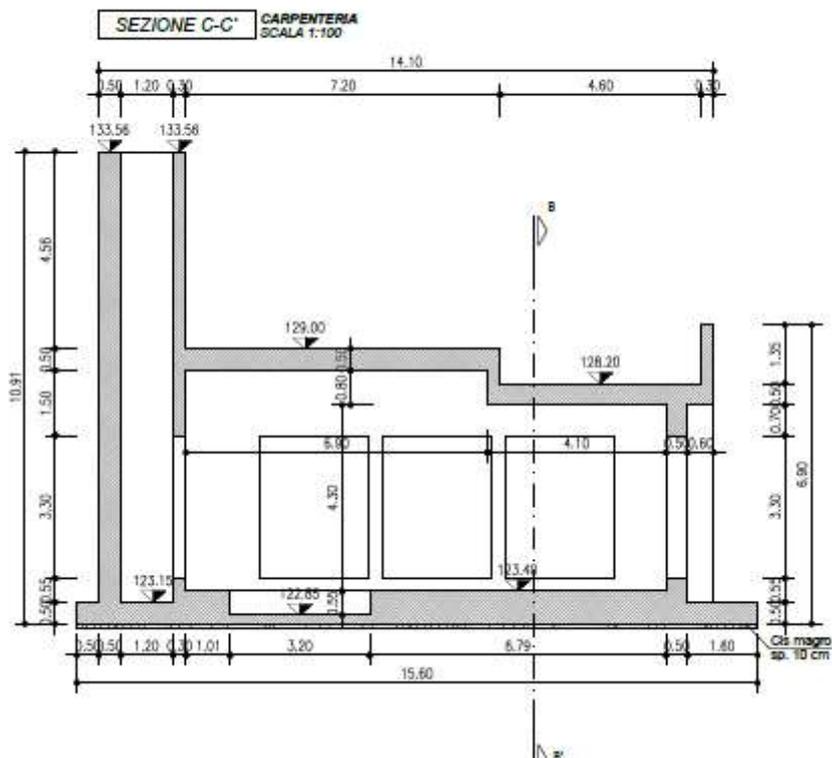
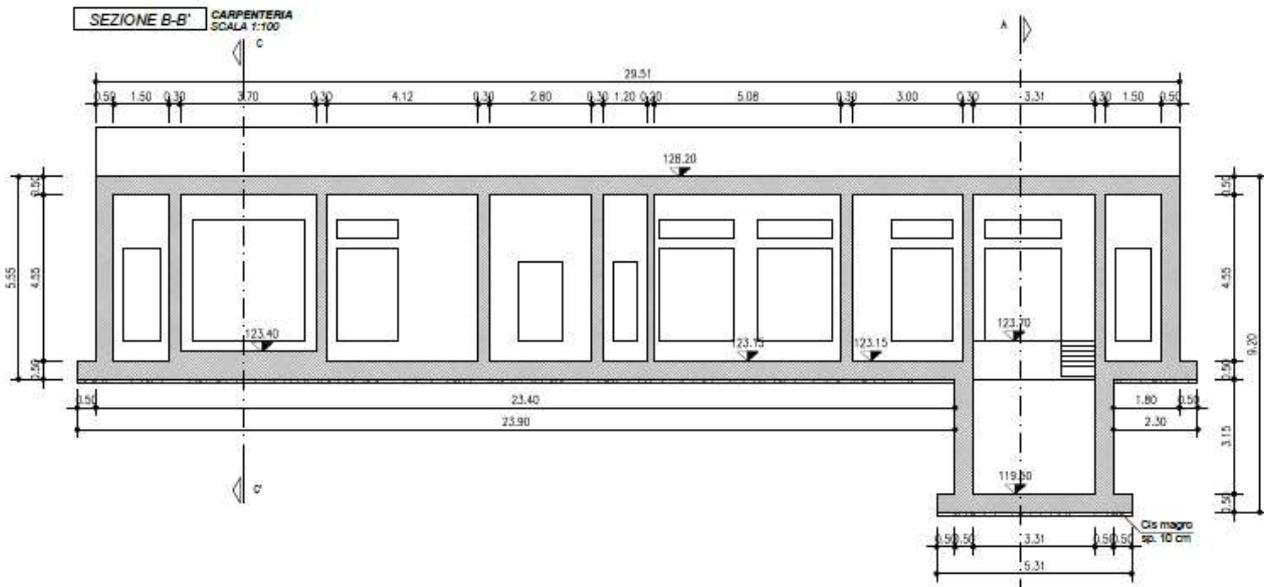
 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A		SUPPORTO SPECIALISTICO: 		REVISIONE	
	REDATTO:		VERIFICATO:		n.	data
					0	LUGLIO 2018
					1	OTTOBRE 2018
					2	FEBBRAIO 2019
3	-					
4	-					

VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Alberto Selleri	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---

Sommario

1	OGGETTO DEL DOCUMENTO	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	6
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURA METALLICA.....	6
2.2	STRADE.....	6
2.3	ALTRI DOCUMENTI.....	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE.....	7
3.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	7
3.3	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	7
4	CRITERI DI CALCOLO.....	9
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELLA COSTRUZIONE.....	9
4.2	DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO	9
4.2.1	<i>Pesi permanenti</i>	9
4.2.2	<i>Pesi permanenti portati</i>	10
4.2.3	<i>Sovraccarico variabile</i>	10
4.2.4	<i>Spinta dell'acqua.....</i>	10
4.2.5	<i>Spinta delle terre.....</i>	10
4.2.6	<i>Azione sismica.....</i>	11
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
5.1	COMBINAZIONI NON SISMICHE.....	13
5.2	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA DEGLI SLU.....	13
5.3	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE.....	15
5.4	COMBINAZIONI PER LA CONDIZIONE SISMICA	15
6	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	16
6.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E CRITERI DI VERIFICA	16
6.2	ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI	18
6.2.1	<i>Pesi propri strutturali</i>	18
6.2.2	<i>Peso permanente portato interno.....</i>	18
6.2.3	<i>Azione Variabile</i>	19
6.2.4	<i>Peso del terreno sulla copertura</i>	19
6.2.5	<i>Spinta delle terre e spinta dell'acqua.....</i>	20
6.2.6	<i>Sovrappinta sismica.....</i>	20
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO	21
6.4	RISULTATI DELLE ANALISI	22
6.4.1	<i>Involuppo sollecitazioni agli SLU – Momento e Taglio sulla copertura.....</i>	22
6.4.2	<i>Involuppo sollecitazioni agli SLU – Momento e Taglio sulla platea</i>	24
6.4.3	<i>Involuppo sollecitazioni agli SLU – Momento e Taglio sulle pareti</i>	27
7	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	31
7.1	CRITERI DI VERIFICA.....	31
7.2	CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE IN C.A.	31
7.3	TABULATI DI VERIFICA	36
7.3.1	<i>Verifica pareti 232 e 235.....</i>	37
7.3.2	<i>Verifica parete 233.....</i>	39
7.3.3	<i>Verifica platea 608.....</i>	41
7.3.4	<i>Verifica copertura 609.....</i>	44
8	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI	47





2 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURA METALLICA

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove normometecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale –Azionitermiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo –Regolegenerali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Ponti dicalcestruzzo, Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica -Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformitàper cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione econformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione econformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

2.2 STRADE

- D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade
- D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Normefunzionali e geometriche per la costruzione delle strade”
- Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;
- D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovocodice della strada;
- D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – disposizioni integrative e correttive del nuovo codice dellastrada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.
- D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nellacircolazione stradale
- L. 1 agosto 2002 n. 168 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002,n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale
- D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – modifiche ed integrazioni al codice della strada
- L. 1 agosto 2003 n. 214 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003,n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada
- D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione dellecaratteristiche tecniche delle piste ciclabili
- Bollettino CNR n. 150 – Norme sull’arredo funzionale delle strade urbane

2.3 ALTRI DOCUMENTI

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni dicalcolo

3 MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito. Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15

3.1 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE

Per la realizzazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di C30/37 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = 38.71 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 33019 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 2.94 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 2.05 \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$
Tensione massima di compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 f_{ck}$

3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato instabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 391.30 \text{ MPa}$
Tensione massima di trazione (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

3.3 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

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 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

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, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto, si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi. Il copri ferro è valutato in accordo a quanto prescritto nella Norma UNI EN 1992-1-1, mentre la classe di resistenza minima è definita in accordo al Prospetto 4 della Norma UNI 11104:2004.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck)min]	Copri ferro nominale cnom (mm)
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	--
Fondazioni Strutture contro terra	XC2	C30/37	50
Elevazioni Solettone superiori	XC2	C30/37	35

In base a quanto definito nella tabella precedente e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

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

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientali e ai tipi di armatura. Nel caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

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	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

4 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO DELLA COSTRUZIONE

In accordo alle prescrizioni contenute nel paragrafo 2.4.1 delle NTC 2008, si individua per l'opera in esame una tipologia di costruzione di classe 2, opere ordinarie (vita nominale 50 anni).

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per quanto concerne la classe d'uso l'edificio in oggetto ricade nella classe 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 D.M. 5 novembre 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.). Tutte le azioni sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Risulta, dunque: $V_R = 2.0 \cdot V_N = 100$ anni.

4.2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto saranno definite in funzione della natura dei carichi agenti, nel caso in esame si avranno i carichi dovuti al peso proprio delle strutture, i carichi dovuti alle spinte del terreno in condizioni statiche, drenate e condizioni sismiche. Risultano nella fattispecie trascurabili i carichi da neve e vento in quanto la struttura è interrata.

4.2.1 Pesì permanenti

Per il peso degli elementi strutturali si assumono i seguenti valori.

Elemento strutturale	γ [kN/m ³]
Calcestruzzo armato	25.0
Acciaio	78.5

4.2.2 Pes permanenti portati

Per il peso degli elementi non strutturali si assumono i seguenti valori.

Elemento	γ [kN/m ²]
Pavimentazione	3.0
Terreno in copertura (Var)	Da 105 a 32

4.2.3 Sovraccarico variabile

Per il sovraccarico variabile si assume all'interno della cabina un carico pari a 10 kN/mq.

4.2.4 Spinta dell'acqua

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua si assume **assente**

4.2.5 Spinta delle terre

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile

assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti (è questo il caso in oggetto) è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo: ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$

sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, può essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{OCR}$$

Con $OCR = GSC =$ grado di sovraconsolidazione.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale = $k_h g$ Verticale = $k_v g = \pm 0.5 k_h g$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (muri indeformabili) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari.

L'opera in oggetto appartiene a questa tipologia di strutture. In questo caso l'utilizzo delle equazioni di Monomoke-Okabe, proprie di strutture deformabili, non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate

in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_2 = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot h_2$$

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h. Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto h/2.

Essendo "ΔPd" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto del manufatto.

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 in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Per il terreno si considera un comportamento drenato con angolo di attrito pari a **35°**.

4.2.6 Azione sismica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie. A questo scopo, la norma fornisce una classificazione dei terreni che si basa sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde sismiche di taglio entro 30 metri di profondità (Vs30).

Il D.M. 14.01.2008 (*Norme tecniche per le costruzioni*) richiede di individuare la **categoria disottosuolo** per un manufatto in progetto, al fine di valutare l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie nel caso di sisma e per definire, di conseguenza, l'azione sismica di progetto da considerare nel calcolo delle strutture dello stesso manufatto.

A seconda dei valori medi raggiunti dai parametri sopra citati, i suoli di fondazione si suddividono nelle seguenti categorie (tratte dal D.M. 14.01.2008):

- A) Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi** caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m;
- B) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{U30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina);
- C) Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{U30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina);
- D) Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana finamente consistenti**, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale

miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina);

E) Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Alle categorie sopra riportate si aggiungono le due seguenti categorie, che individuano terreni in condizioni particolari, per le quali si rendono necessari studi speciali per la definizione dell'azione sismica:

S1) Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < Cu_{30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche;

S2) Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come riportato nella relazione geologica la categoria di sottosuolo indicata è la **B**, con i seguenti valori dei parametri sismici:

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'operascatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno

(§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica uncomportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le

amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6 NT). 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.

Di seguito si riportano le tabelle con i parametri sismici utilizzati.

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]		SLO	SLD	SLV	SLC
Operatività (SLO)	60	0.029	2.537	0.206	Coefficienti				
Danno (SLD)	101	0.035	2.551	0.229	kh	0.041	0.050	0.105	0.130
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.073	2.596	0.309	kv	0.021	0.025	0.053	0.065
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.090	2.644	0.321	A_{max} [m/s ²]	0.406	0.495	1.034	1.276
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100				Beta	1.000	1.000	1.000	1.000

5 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 NTC.

5.1 COMBINAZIONI NON SISMICHE

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo sono definiti dalla norma per le nuove costruzioni. La combinazione delle azioni fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi è definita come di seguito:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

G_1 : Pesi propri elementi strutturali;

G_2 : Carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} : Valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

Q_{ki} : Valore caratteristico dell'i-esima azione variabile;

γ_{G1} : Coeff. parziali di sicurezza per pesi propri strutturali, che per stato limite di resistenza della struttura è pari a 1.0 e 1.3, rispettivamente nel caso che l'azione sia favorevole o sia sfavorevole;

γ_{G2} : Coeff. parziali di sicurezza per carichi permanenti non strutturali, che per stato limite di resistenza della struttura è pari a 1.0 e 1.3, rispettivamente nel caso che l'azione sia favorevole o sia sfavorevole (carichi permanenti non strutturali completamente definiti);

γ_{Qi} : Coeff. parziali di sicurezza per azioni variabili, che per stato limite di resistenza della struttura è pari a 0 e 1.5, rispettivamente nel caso che l'azione sia favorevole o sia sfavorevole;

$\Psi_{0i}, \Psi_{1i}, \Psi_{2i}$: Coeff. di combinazione per l'i-esima azione di carico variabile, riportati nella tabella sottostante, dove si sono considerate le seguenti categorie ed azioni variabili: *Categoria A* per gli ambienti ad uso residenziale, *Vento* e *Neve* (a quota non superiore a 1000 m s.l.m.).

5.2 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA DEGLI 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. Nel caso in esame si considera l'opera strutturale come opera di sostegno e si fa riferimento al capitolo 6.5.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento ai seguenti stati limite seguenti ritenuti significativi per l'opera in esame:

SLU di tipo strutturale: raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" combinazione 1 per quanto concerne le verifiche strutturali.

Di seguito si riportano le tabelle dei parametri da assumere per la combinazione delle azioni e per le verifiche.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_f)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{dk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Come riportato nel capitolo 6.5.3.1.2 delle NTC le verifiche saranno effettuate nei confronti degli stati limite di tipo STR, utilizzando le combinazioni 1 e 2 dell'approccio 1. In particolare la verifica STR sarà effettuata con la combinazione 1 dell'approccio 1 e quindi con la terna di parametri A1-M1-R1; In accordo con il capitolo 7.11.6.3 e il C.7.11.6.3 la resistenza del terreno in condizioni sismiche si verificherà tramite la combinazione 2 dell'approccio 1 andando a porre i coefficienti A2 pari all'unità; la verifica degli elementi strutturali si effettuerà utilizzando la combinazione 1 dell'approccio 1 impostando i valori dei coefficienti A1 pari all'unità.

Per i parametri geotecnici si veda la tabella seguenti.

Terreno	
Parametri	Progetto STR
γ [t/m ³]	2
Tan φ'	0.70
c'	0

5.3 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_{d'} = \Phi_{k'})$$

$$\text{Quasi permanente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_{d'} = \Phi_{k'})$$

$$\text{Rara)} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_{d'} = \Phi_{k'})$$

5.4 COMBINAZIONI PER LA CONDIZIONE SISMICA

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (Approccio 1):

$$\text{Combinazione sismica: } E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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

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

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma.

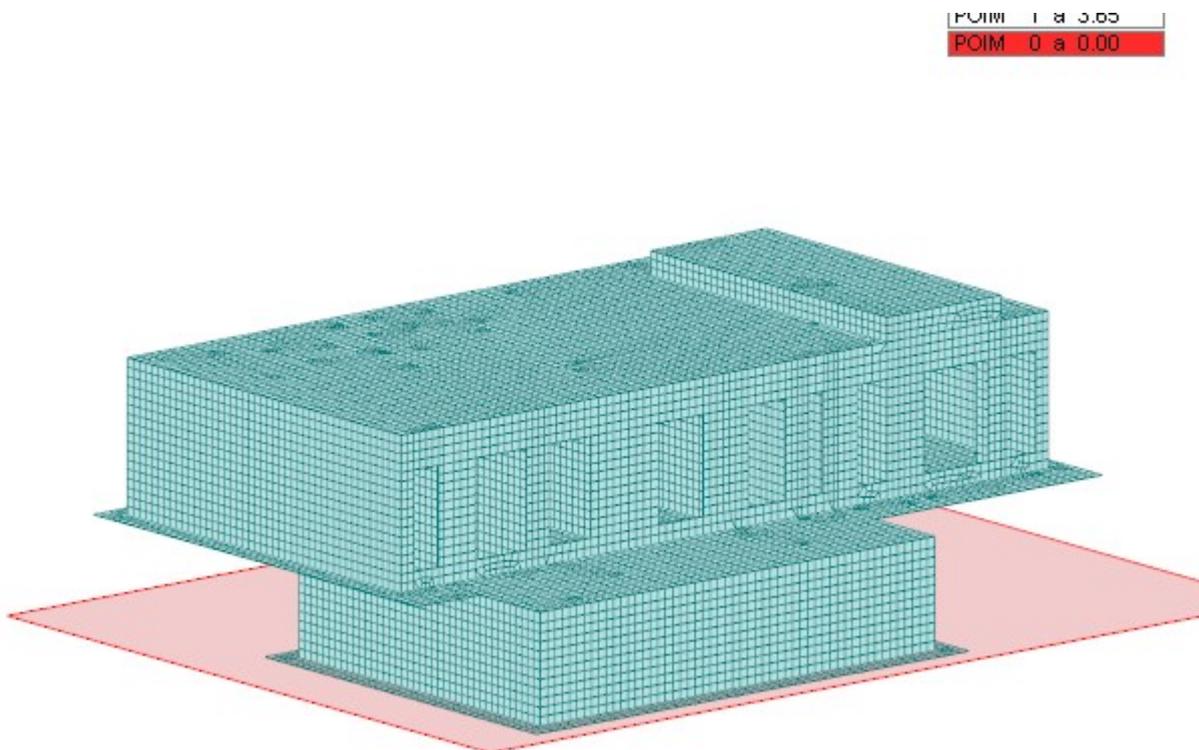
6 ANALISI DELLA STRUTTURA

6.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E CRITERI DI VERIFICA

Data la limitata dimensione dell'opera si procede di conseguenza ad un dimensionamento della stessa, utilizzando i metodi classici della Geotecnica ed andando a definire le spinte con i metodi basati sulle condizioni di equilibrio limite.

Per l'analisi degli elementi strutturali e la verifica delle strutture di fondazione, si utilizza il software Modestpercondurre analisi con elementi finiti.

La struttura è stata modellata unicamente utilizzando elementi di tipo Shell e l'analisi strutturale e' stata condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi a preso in conto il comportamento tridimensionale della struttura soggetta alla spinta delle terre.



Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler; il valore della costante di sottofondo elastico uniformemente distribuita lungo ciascun elemento è assunta pari a:

$$K_s = 2 \text{ kg/cm}^3.$$

Per la scelta del coefficiente di Winkler, non essendo state effettuate prove specifiche ci si rifà alla letteratura in materia e si riporta di seguito una tabella che riporta alcuni dei valori trovati. Si fa inoltre presente che l'aleatorietà della scelta del coefficiente di Winkler non ha grande influenza sul comportamento delle fondazioni, a maggior ragione considerando un'analisi statica), a grandi variazioni del coefficiente di Winkler corrispondono piccole variazioni sulle sollecitazioni delle fondazioni.

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]		MODULO DI REAZIONE "ORIZZONTALE" DEL TERRENO [per paratie]	
<i>Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI</i>		<i>Rif.: FONDAZIONI Joseph E. BOWLES</i>	
Natura del terreno	K [Kg/cm ³]	Natura del terreno	Ks [Kg/cm ³]
torba leggera	0.6 ~ 1.2	Terreno Sabbioso :	
torba pesante	1.2 ~ 1.8	Sciolto	0.49 ~ 1.63
terra vegetale	1.0 ~ 1.5	Mediamente compatto	0.98 ~ 8.16
depositi recenti	1.0 ~ 2.0	Compatto	6.53 ~ 13.50
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0	Terreno Argilloso:	
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0	qu < 2 daN/cm ²	1.22 ~ 2.45
terra molto umida	2.0 ~ 3.5	qu < 4 daN/cm ²	2.45 ~ 4.89
terra poco umida	3.0 ~ 6.0	qu > 4 daN/cm ²	4.98 ~ 48.95
terra secca	5.0 ~ 10.0	Sabbia argillosa mediamente compatta	3.26 ~ 8.16
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0	Sabbia limosa mediamente compatta	2.45 ~ 4.89
argilla grassa	10.0 ~ 12.0		
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0		
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0		
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0		

Come visibile sopra risulta lecito quindi assumere un coefficiente di Winkler pari a 2 kg/cm³, .Inoltre per avere una conferma si fa procede utilizzando le relazioni proposte da Bowles in cui si mette in relazione il coefficiente di Winkler con il carico limite ultimo delle fondazione. A tal fine si ha che:

$$Q_{ult} = k \cdot \Delta H$$

Ipotizzando che il carico ultimo, in accordo con Bowles, corrisponda ad uno spostamento pari ad 1 pollice (e quindi 2,54 cm) si può approssimare il coefficiente k.

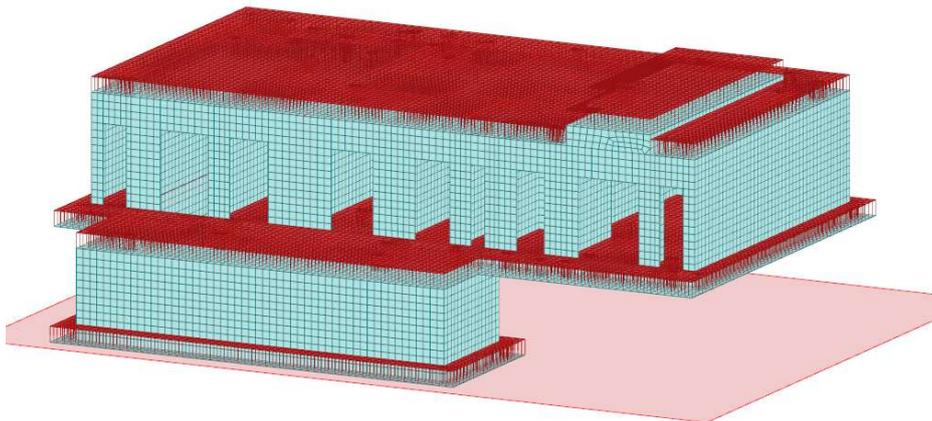
Posto $Q_{ult} = 830 \text{ kPa}$ (per fondazioni rettangolari 30 m x11 m, con i parametri già assunti per le altre verifiche) si ricava $k = 3,26 \text{ kg/cm}^3$.

Cautelativamente si assume un coefficiente di Winkler pari a 2 kg/cm³ e in accordo con il tipo di analisi (statica) effettuata non si considera l'incremento di rigidezza del terreno dovuto all'incremento della costante di sottofondo in condizioni sismiche.

6.2 ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI

6.2.1 Pesì propri strutturali

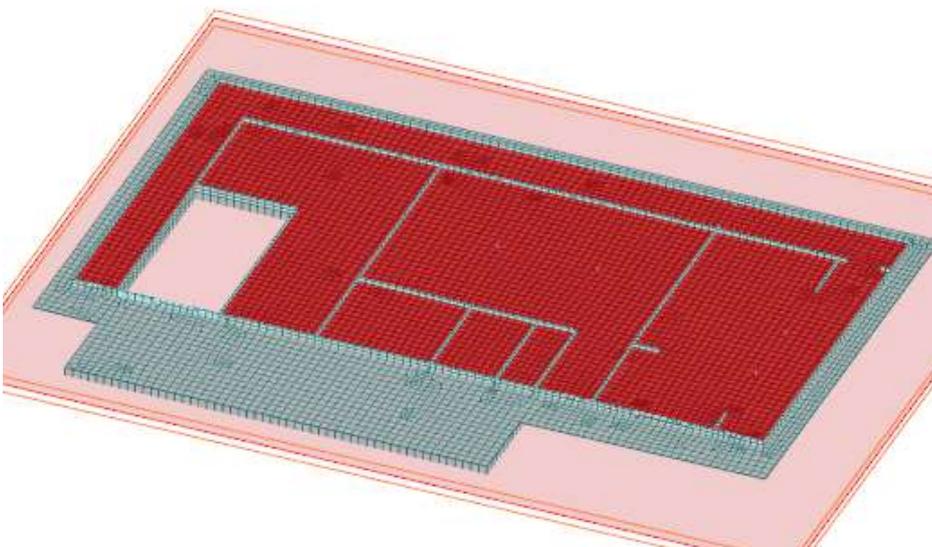
I pesi propri strutturali sono stati presi in considerazione direttamente dal programma dicalcolo, considerando per il conglomerato cementizio armato una massa volumetrica pari a 25kN/mc.



Vengono visualizzati solo i pesi degli elementi come platee o solette. Il carico delle pareti viene correttamente applicato anche se non visualizzato.

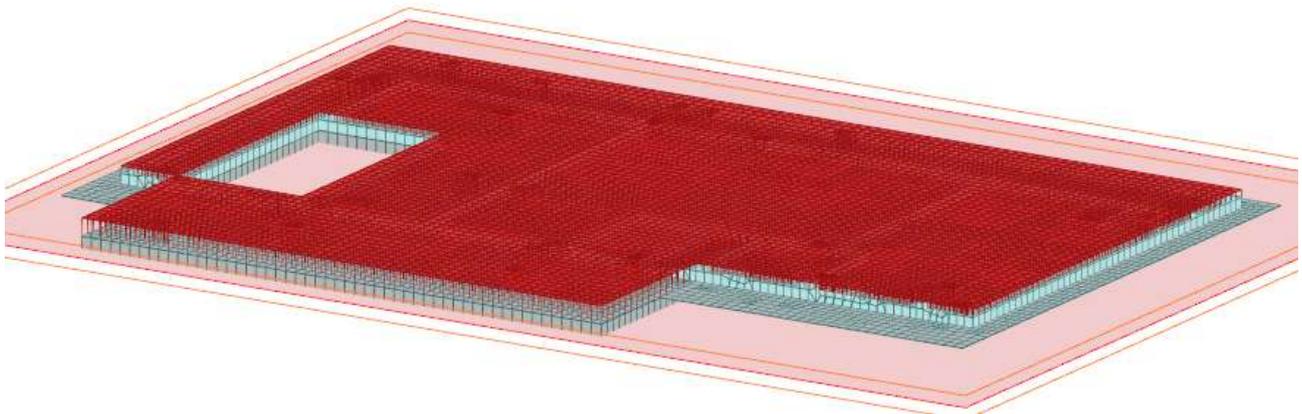
6.2.2 Peso permanente portato interno

Si considera un carico di 300 kg/mq



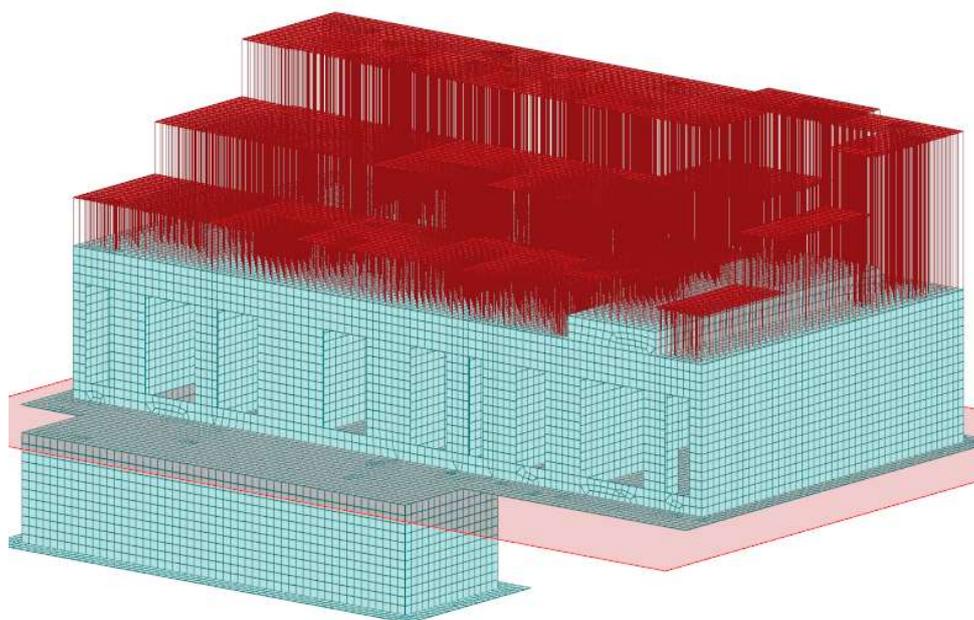
6.2.3 Azione Variabile

Internamente alla cabina si considera un carico variabile di 1000 kg/mq.



6.2.4 Peso del terreno sulla copertura

Si considera la presenza di terreno variabile da circa 6 m a 1 m, considerato a gradoni con le altezze media, passando da 105 kN/mq a 32 kN/mq circa.



6.2.5 Spinta delle terre e spinta dell'acqua

Si riportano quindi i valori massimi e minimi delle spinte alla base ed in sommità da applicare alle pareti sia in condizioni statiche che sismiche.

SPINTA DEL TERRENO		
a_g	0.074	g
S_s	1.20	[-]
S_T	1.20	[-]
TERRENO	B, C, D, E	[-]
CALCOLO β_m	Non libero di ruotare	
β_m	1.00	[-]
K_h	0.107	[-]
K_v	0.053	[-]
ϕ'	35.00	[°]
β	0.00	[°]
δ	23.33	[°]
H muro	5.05	[m]
γ	20.00	[kN/m ³]
H sul terrapieno	6.85	[m]
Coefficiente di Spinta a riposo [M1 –STR]		
K_o	0.43	[-]

. I valori delle tensioni alla base della parete risultano i seguenti.

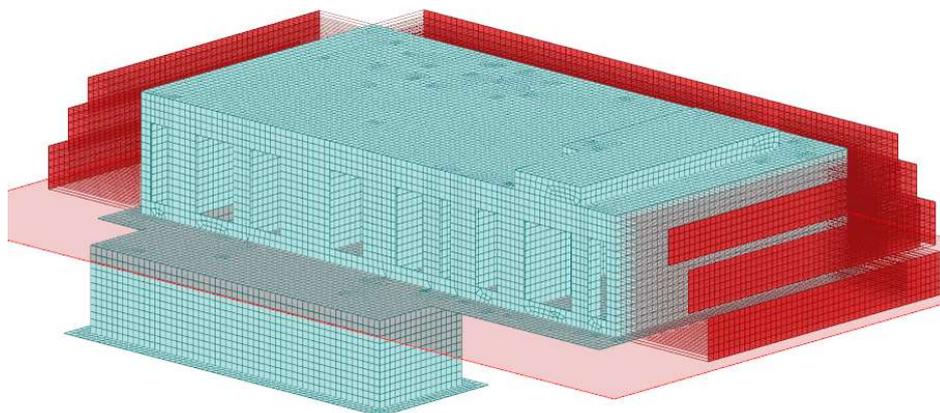
Statica NTC M1 [kN/mq]	
σ_{base}	$\sigma_{sommita}$
101.50	58.42

6.2.6 Sovrappinta sismica

Con riferimento alla teoria di Wood risulta:

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot h^2$$

Considerandola uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti si considera 59.76kN/mq.



6.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per l'analisi strutturale sono state considerate le seguenti condizioni di carico come visibile anche dai tabulati allegati.

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6		
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	1.50
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	1.00
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	1.00
5	Amb. 1 (SLV -STR)	SLU	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00

Dove i carichi applicati sono numerati in ordine crescente secondo questo ordine:

- 1: G1
- 2: G2 – Interno
- 3: Q – Interno
- 4: Spinta delle terre
- 5: Spinta Sismica
- 6: G2 – Terreno su copertura

6.4 RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito vengono proposti i grafici delle combinazioni SLU per le sollecitazioni desunte dall'analisi della struttura, in genere risultano sempre maggiori i valori della combinazione di carico 1.

6.4.1 Involuppo sollecitazioni agli SLU – Momento e Taglio sulla copertura

Diagramma del momento flettente M_{xx}

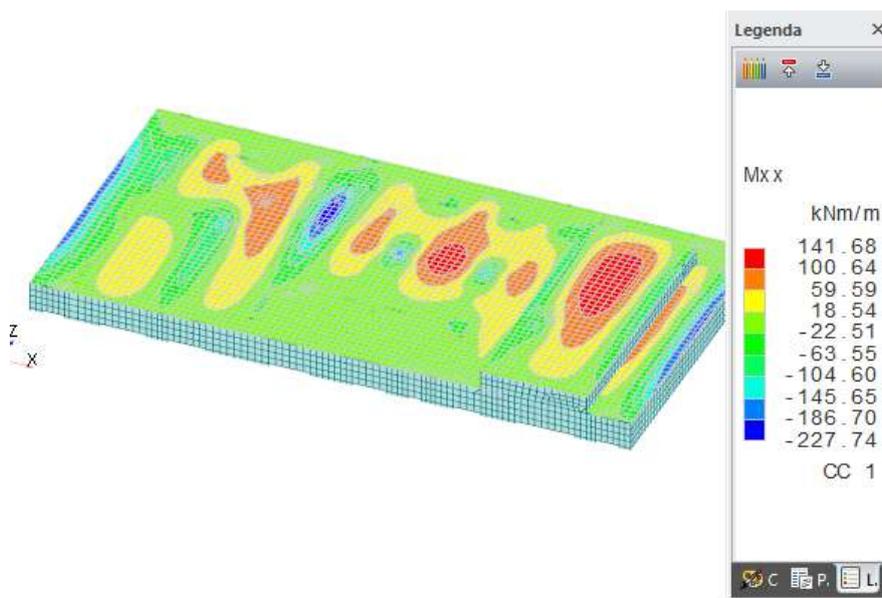


Diagramma del momento flettente M_{zz}

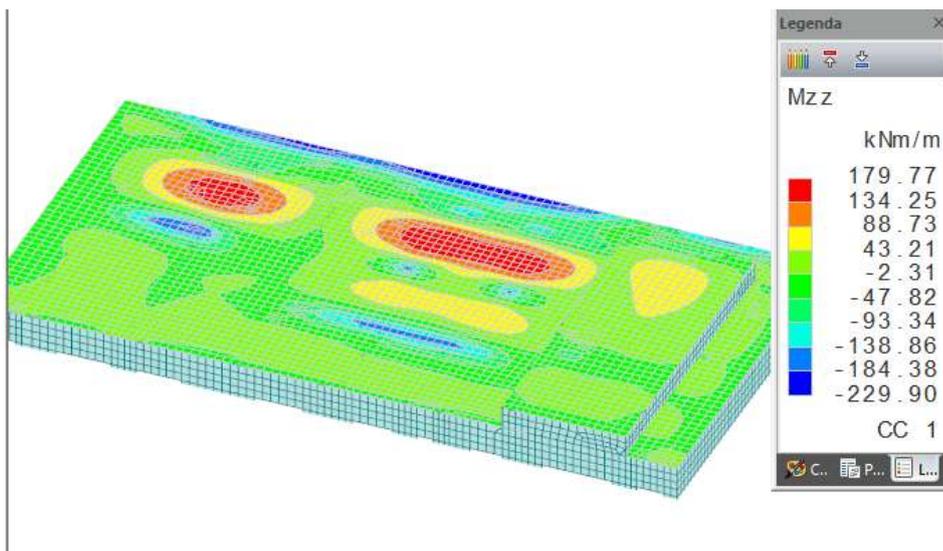


Diagramma del taglio T_{zy} (espresso in kN/mq)

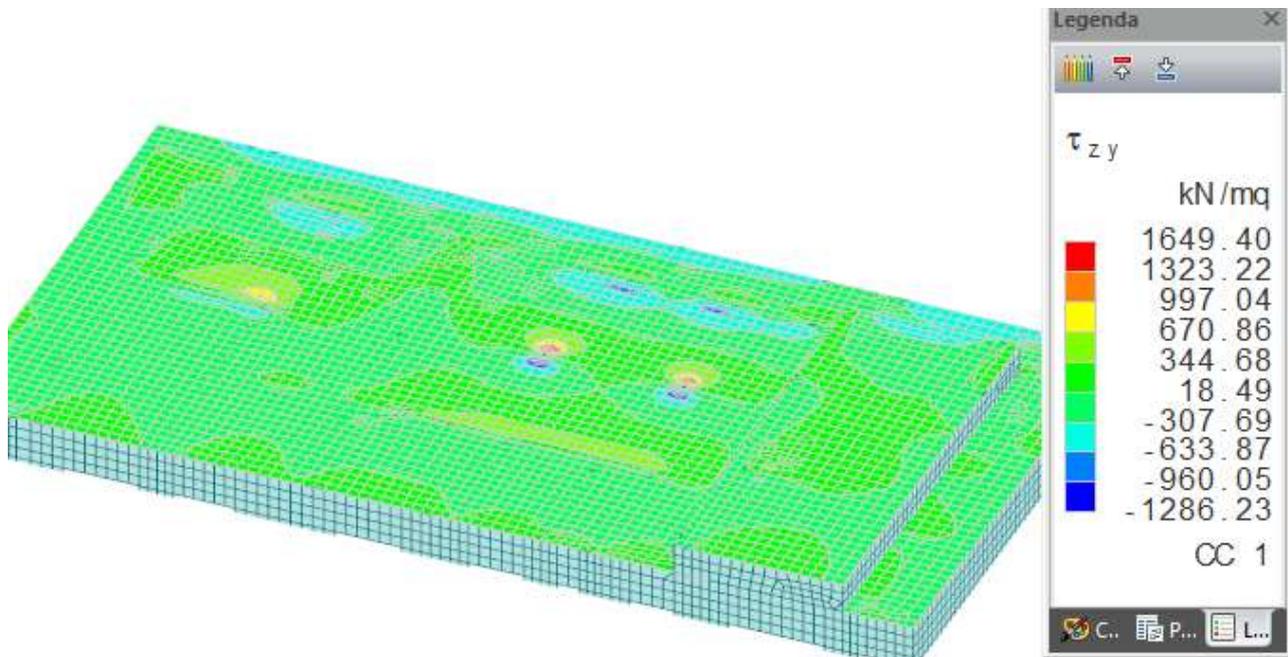
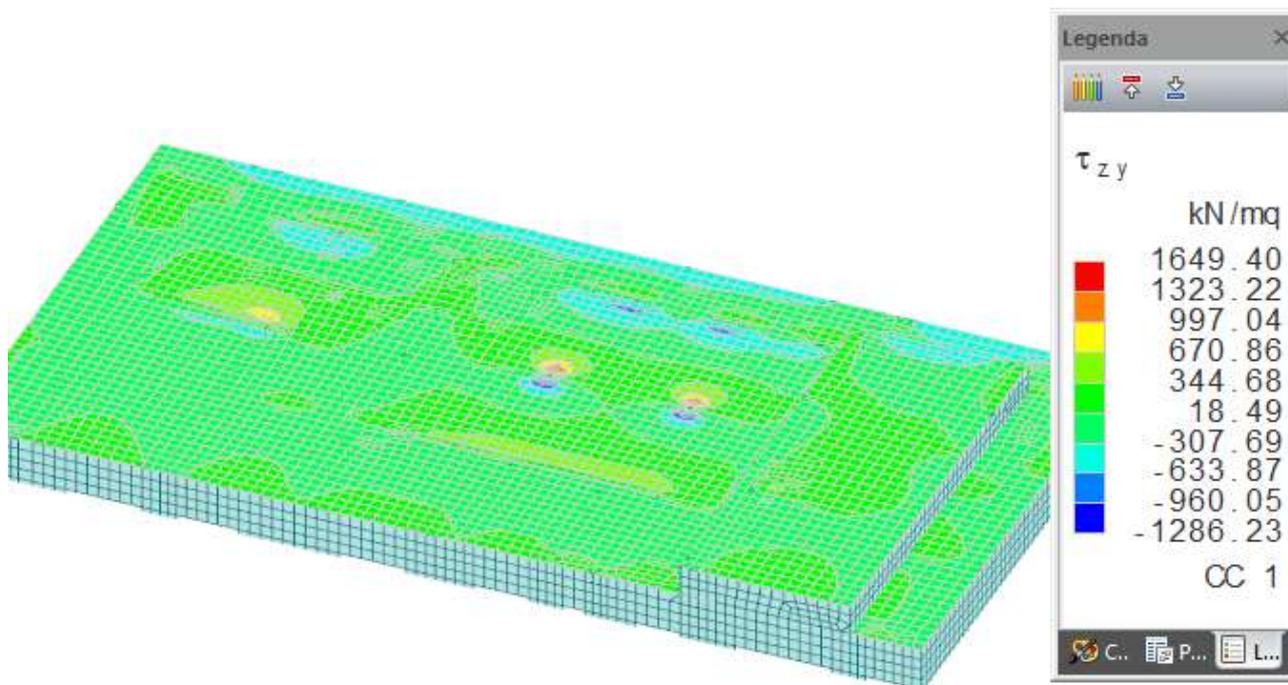


Diagramma del taglio T_{xy} (espresso in kN/mq)



6.4.2 Involuppo sollecitazioni agli SLU – Momento e Taglio sulla platea

Diagramma del momento flettente Mxx

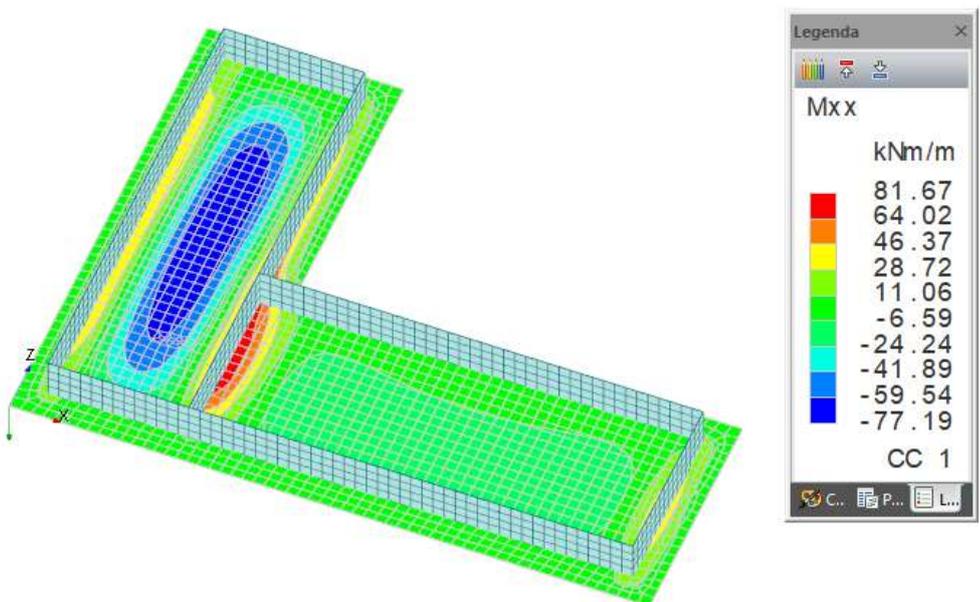
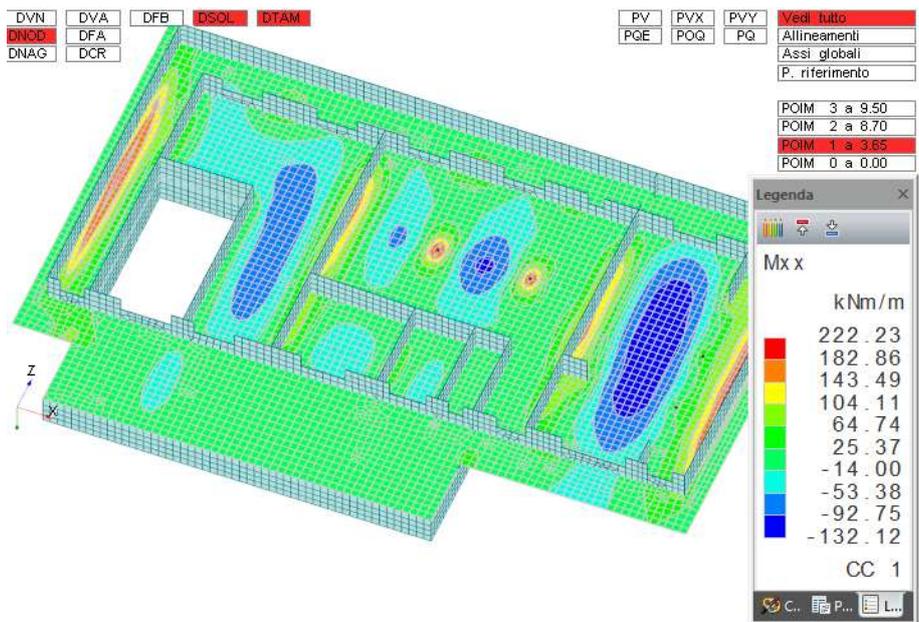


Diagramma del momento flettente Mzz

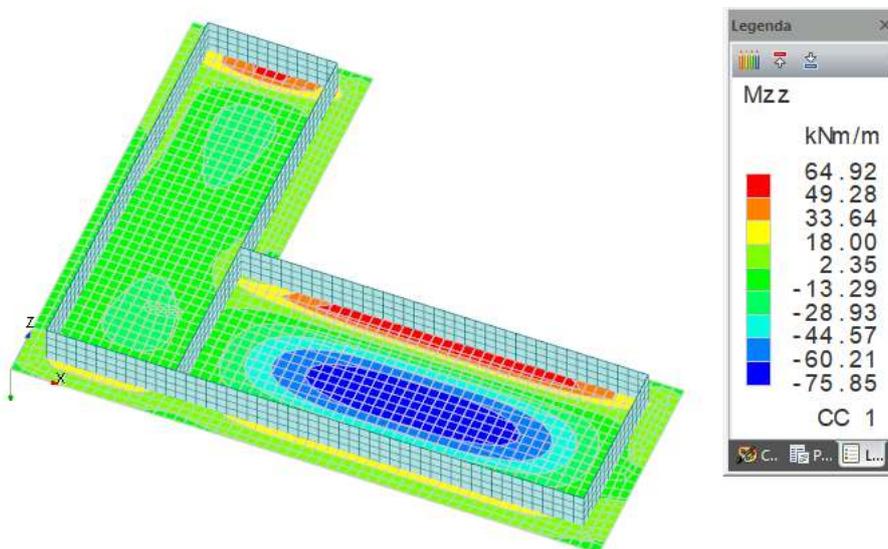
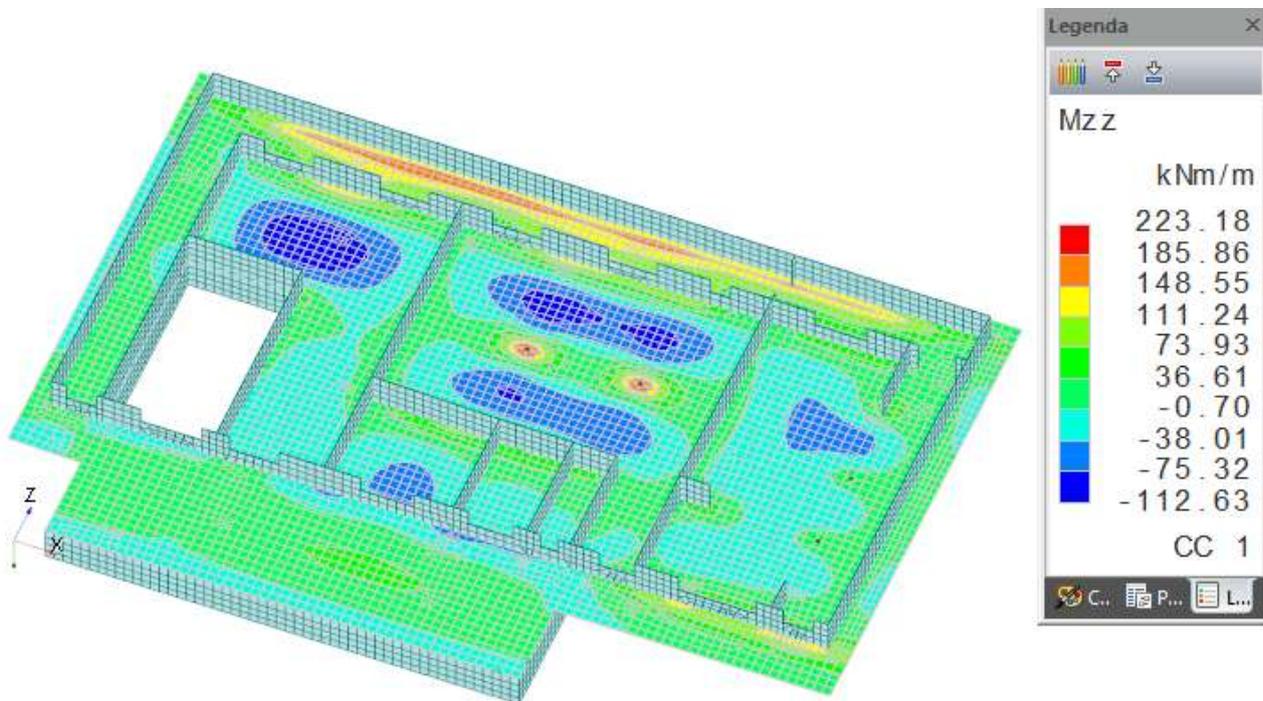


Diagramma del taglio Tzy(espresso in kN/mq)

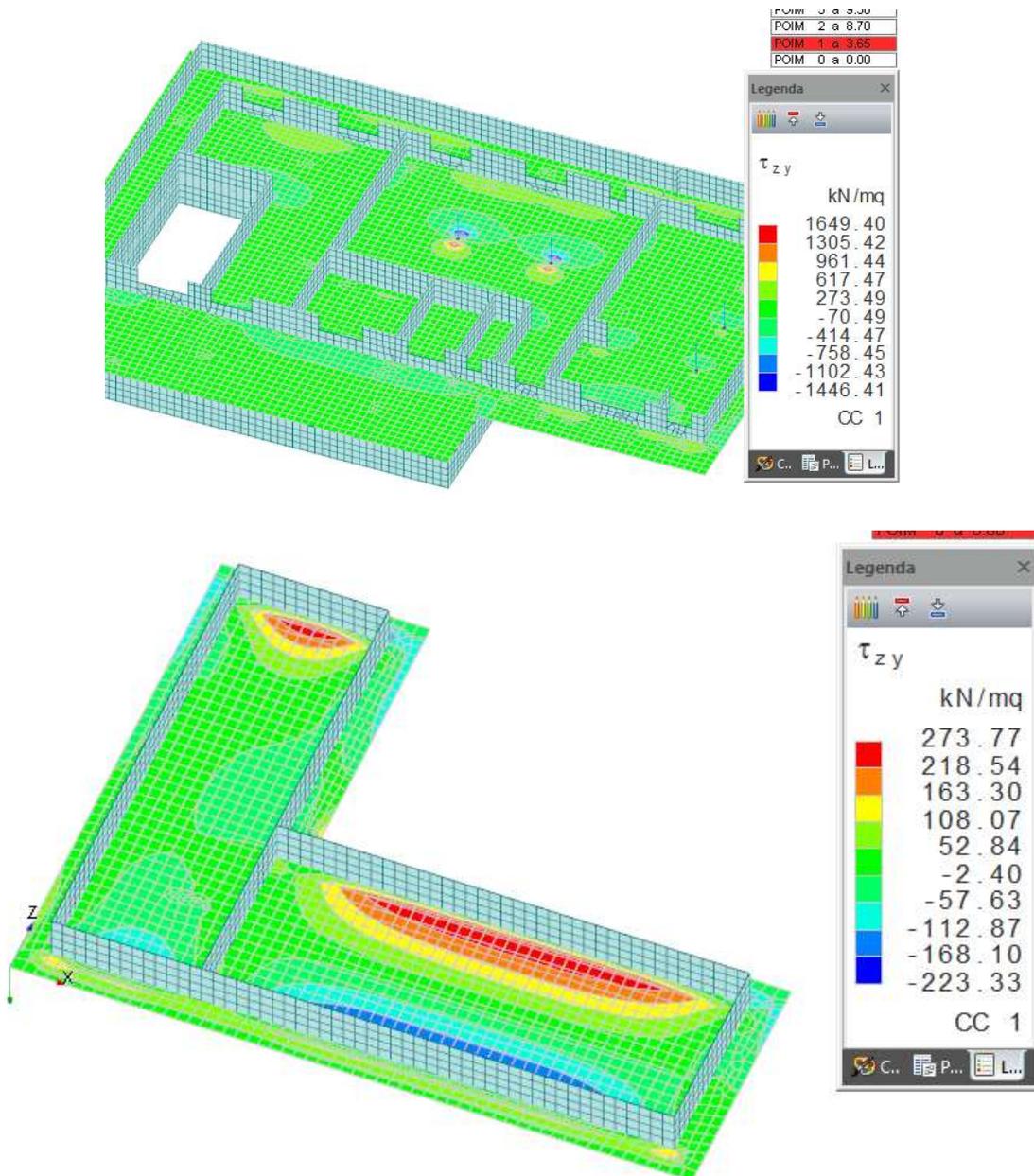
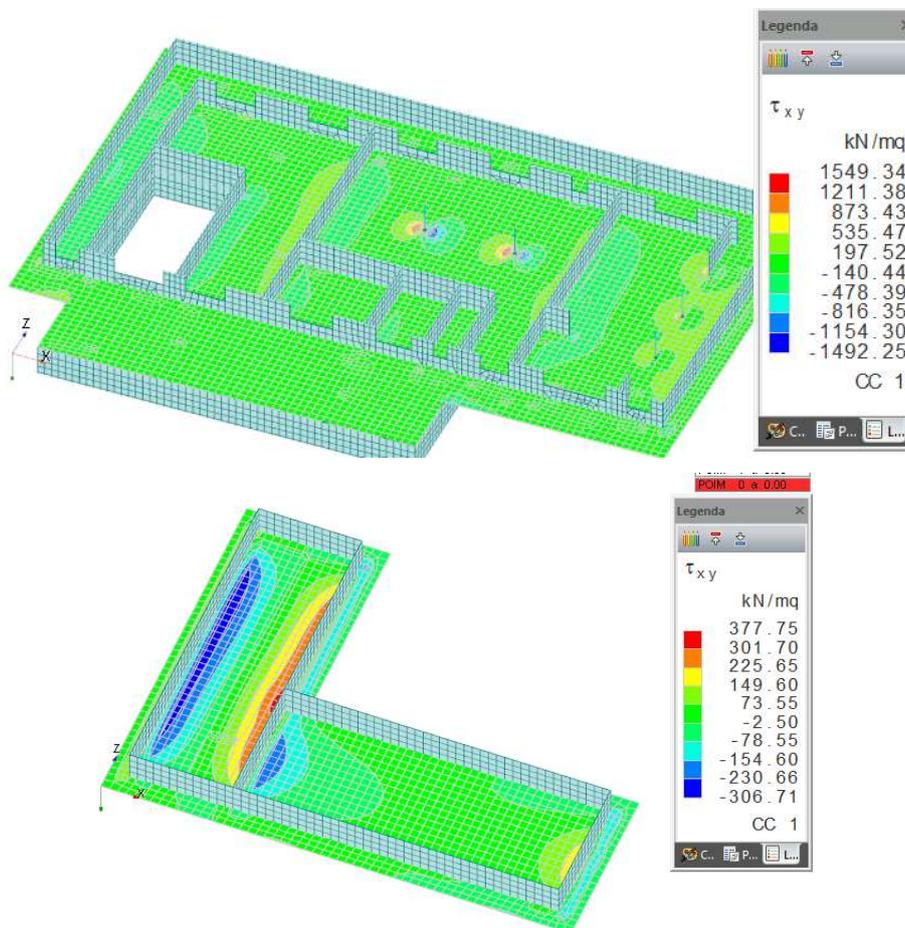
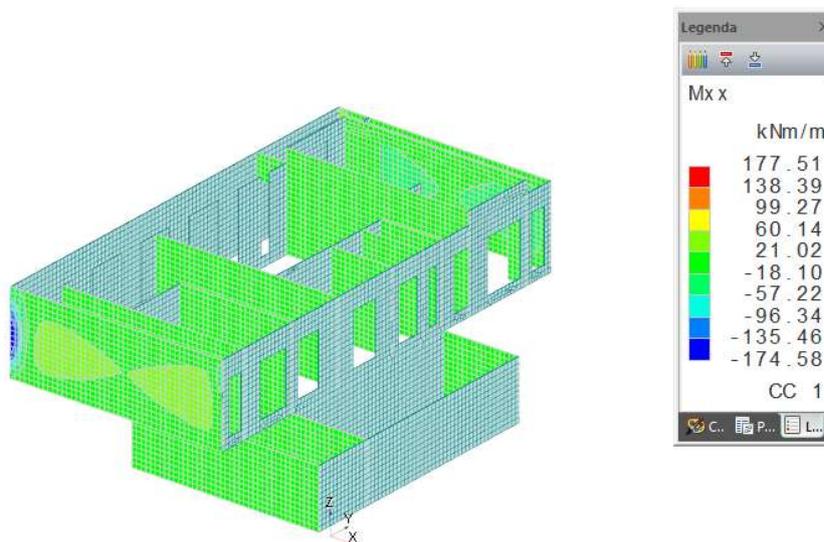


Diagramma del taglio Tzy(espresso in kN/mq)



6.4.3 Involuppo sollecitazioni agli SLU – Momento e Taglio sullepareti

Diagramma del momento flettente Mxx



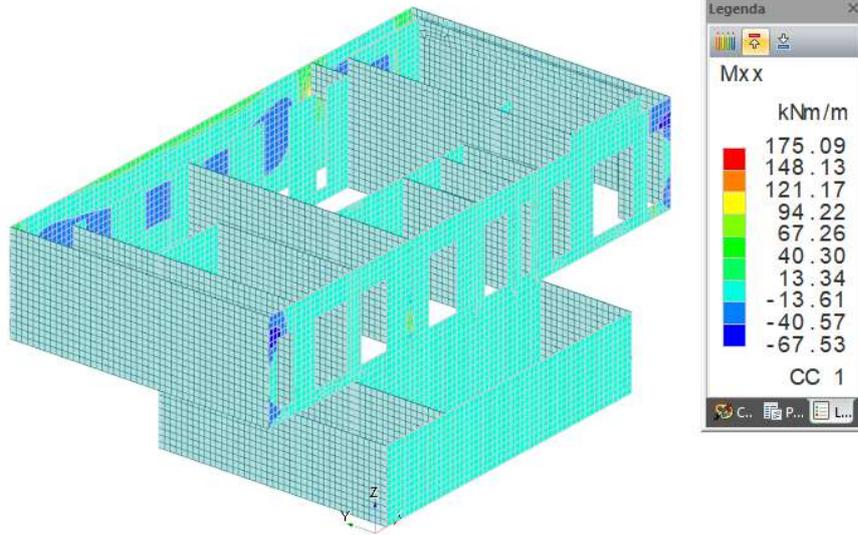
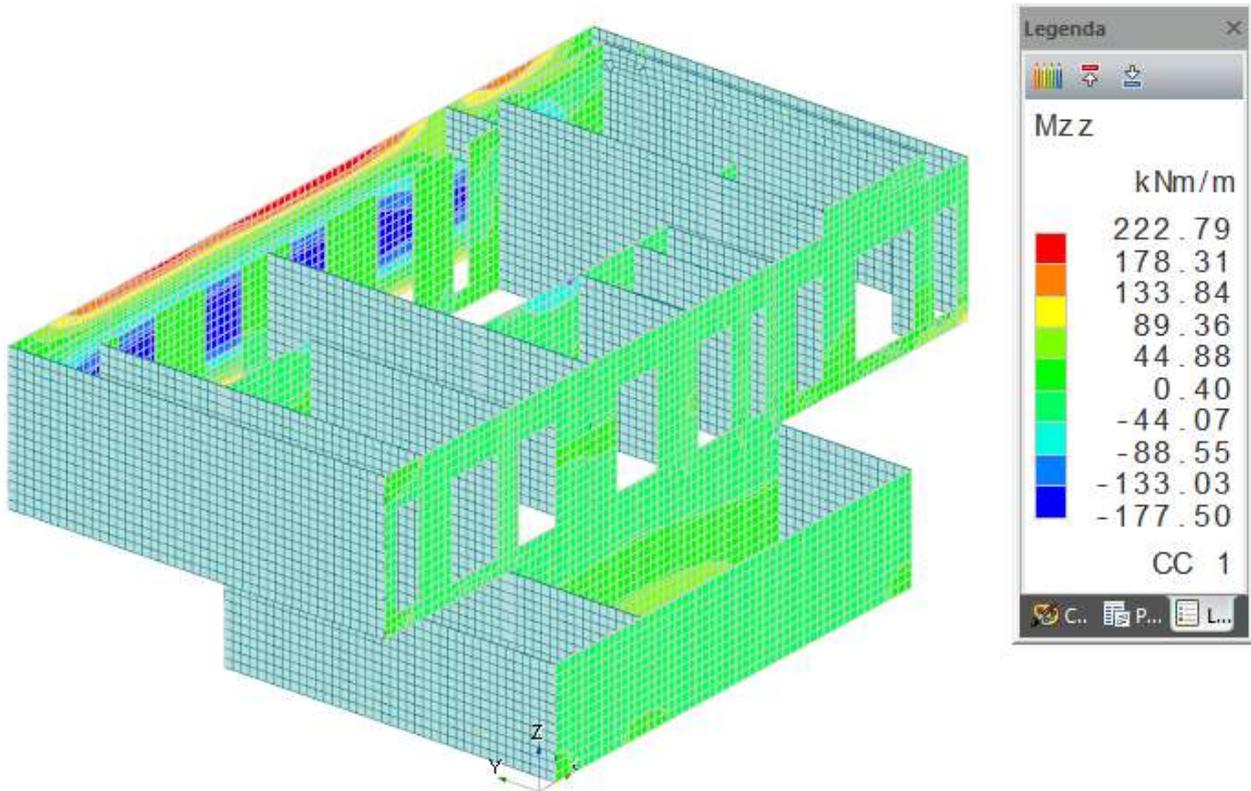


Diagramma del momento flettente Mzz



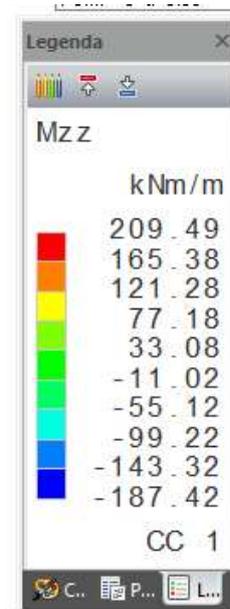
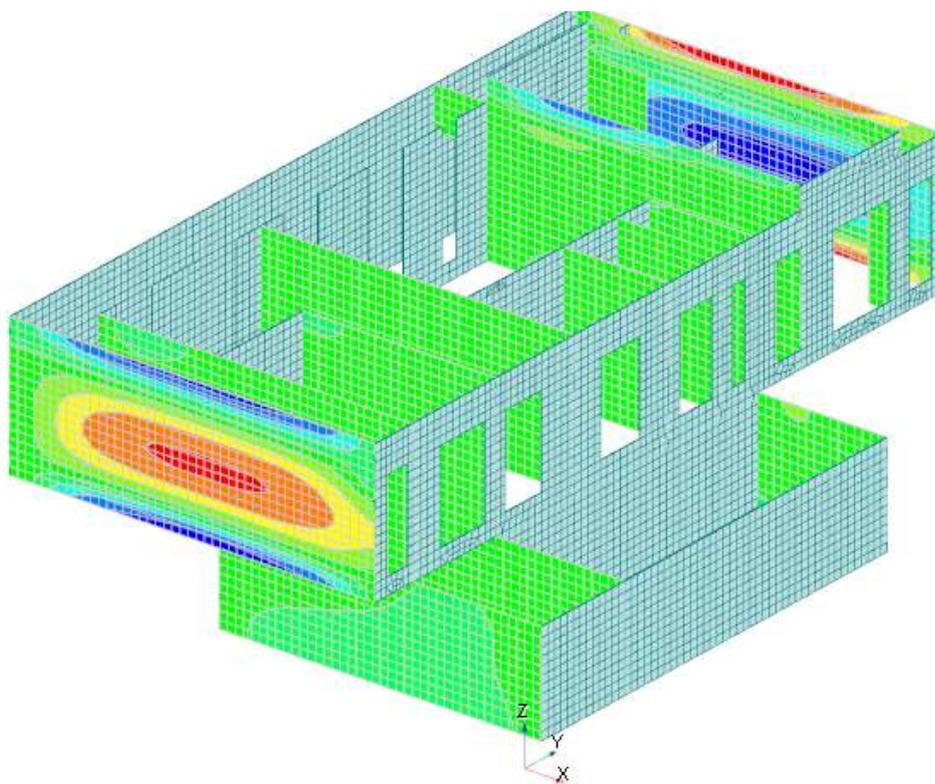
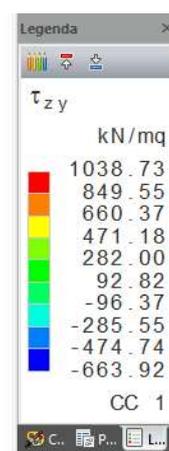
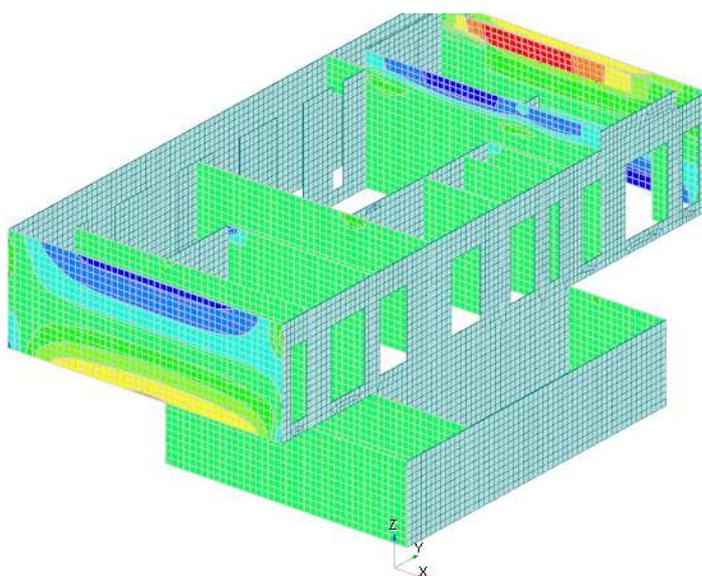
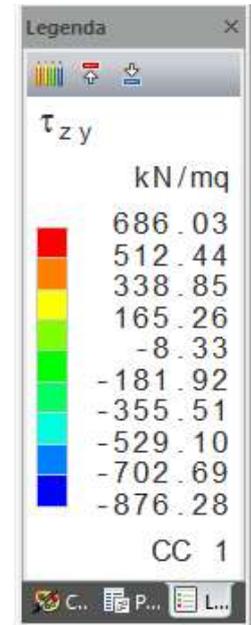
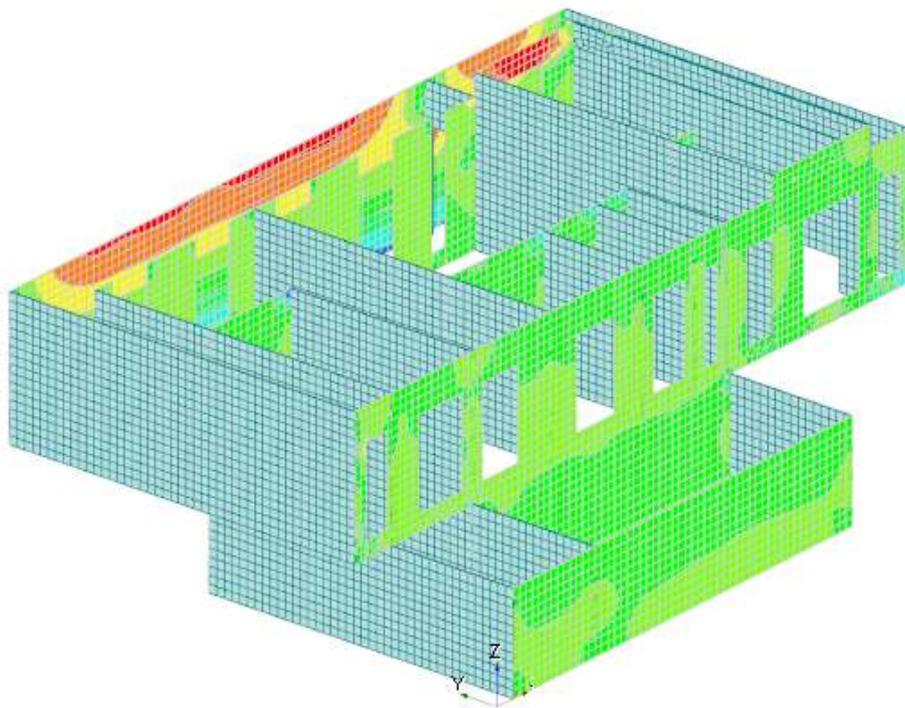


Diagramma del taglio Tzy(espresso in kN/mq)





7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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

Le verifiche sono condotte agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio di seguitoriportati.

Agli Stati Limite Ultimi:

Resistenza a sforzo normale e flessione (paragrafo 4.1.2.1.2 NTC);

Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (paragrafo 4.1.2.1.3 NTC).

Agli Stati Limite di Esercizio:

Verifica di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4);

Verifica delle tensioni in esercizio (paragrafo 4.1.2.2.5).

7.1 CRITERI DI VERIFICA

7.2 CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE IN C.A.

7.2.1.1 Stati limite ultimi

La verifica di resistenza agli stati limite ultimi si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso nella equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e d ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettiva grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità dei modelli di calcolo.

Le sollecitazioni resistenti delle sezioni in calcestruzzo armato vengono determinate a partire dalla resistenza di calcolo di calcestruzzo e acciaio.

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

a_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, pari a 0.85;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} , riferita alla tensione di snervamento, assume il valore:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1.15;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

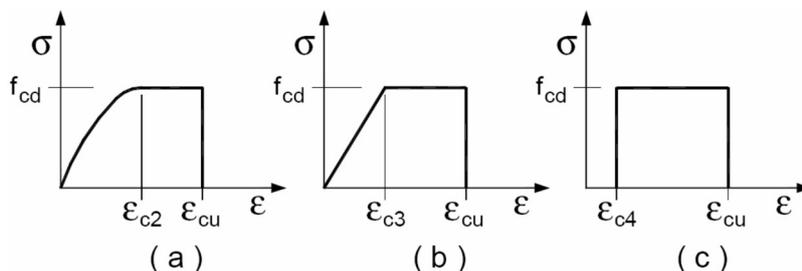


Figura 6: Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

Nella presente relazione di calcolo si assume il modello rappresentativo a) parabola-rettangolo per il quale risulta:

$$\epsilon_{c2} = 0.2\%; \quad \epsilon_{cu} = 0.35\%.$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo ϵ_{ud} della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t/f_y)_k$.

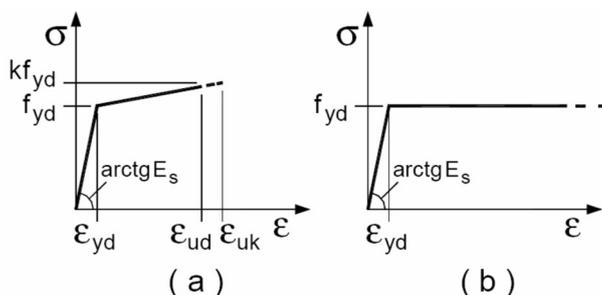


Figura 7: Modelli σ - ϵ per l'acciaio

Nella presente relazione di calcolo si assume il modello rappresentativo b) elastico-perfettamente plastico indefinito per il quale risulta:

$$f_{yd} = 450/1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2 \text{ per acciaio B450C};$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 391.3/200000 = 1.96\%;$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \cdot \epsilon_{ud} = 0.9 \cdot (A_{gt})_k = 0.9 \cdot 7.5\% = 6.75\%.$$

7.2.1.2 Stati limite esercizio

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 fibrapiù 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:

- le combinazioni Quasi Permanenti,
- le combinazioni Frequenti.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

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

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione ("a" nell'elenco precedente) e deformazione 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_{cal} 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:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

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} ed Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, 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:

$$\varepsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_{fctm}/\rho_{eff}(1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

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_1 è un fattore dipendente dalla durata del carico.

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

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

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,

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.

7.1.4 Verifiche delle tensioni in esercizio

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

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

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

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

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

7.2.1.3 Ancoraggio e sovrapposizione delle armature

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra.

In mancanza di indicazioni normative sulla metodologia di calcolo da adottare per la determinazione delle lunghezze di ancoraggio e sovrapposizione, si farà riferimento agli Eurocodici quali normativa coerente con i principi alla base delle NTC, in particolare la norma UNI EN 1992-1-1:2005 al punto 8.4 "Ancoraggio dell'armatura longitudinale".

Il valore di progetto della tensione di aderenza ultima, f_{bd} , può essere assunta pari a:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

dove:

f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo;

η_1 è un coefficiente legato alla qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto (vedere figura successiva):

$\eta_1 = 1,0$ in condizione di "buona" aderenza,

$\eta_1 = 0,7$ in tutti gli altri casi e per barre in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si possa dimostrare che esistono "buone" condizioni di aderenza;

η_2 è riferito al diametro della barra:

$\eta_2 = 1,0$ per $\Phi \leq 32$ mm,

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$ per $\Phi > 32$ mm.

La lunghezza di ancoraggio necessaria di base, $l_{b,rqd}$, per ancorare la forza $A_{s,\sigma_{sd}}$ applicata a una barra nell'ipotesi di tensione di aderenza uniforme pari a f_{bd} risulta:

$$l_{b,rqd} = (\Phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

essendo σ_{sd} la tensione di progetto in corrispondenza del punto da cui si misura l'ancoraggio.

La lunghezza di ancoraggio di base, l_b , e la lunghezza di progetto, l_{bd} , di barre piegate sono misurate lungo l'asse della barra.

La lunghezza di ancoraggio di progetto, l_{bd} , risulta:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

dove:

α_1 tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il copriferro sia adeguato;

α_2 tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo di calcestruzzo;

α_3 tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto ad armatura trasversale;

α_4 tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldate ($\Phi_t > 0,6\Phi$) lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} ;

α_5 tiene conto dell'effetto della pressione trasversale al piano di spacco lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto;

$l_{b,min}$ è la lunghezza di ancoraggio minima se non sussistono altre limitazioni.

La sovrapposizione delle barre deve garantire la trasmissione delle forze da una barra alla successiva. La lunghezza di sovrapposizioni può essere calcolata come:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,reqd} \geq l_{0,min}$$

dove:

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0.5}$ ma non maggiore di 1.5, né minore di 1.0, essendo ρ_1 la percentuale di armatura sovrapposta entro la lunghezza $0.65 l_0$ valutata a partire dal centro della lunghezza di sovrapposizione considerata;

$$l_{0,min} > \max (0.3 \alpha_6 l_{b,reqd}; 15\Phi; 200mm).$$

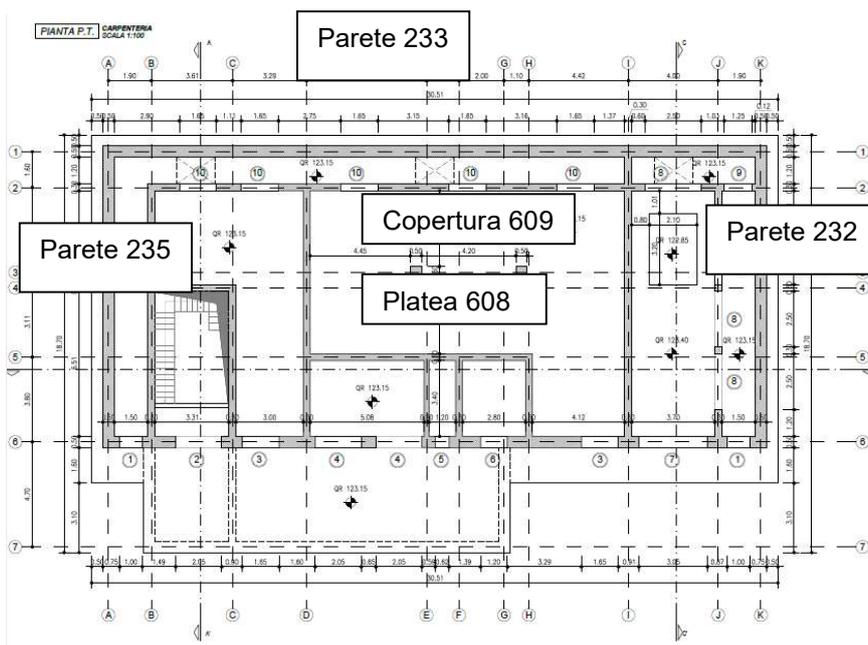
A vantaggio di sicurezza, massimizzando i valori e semplificando la cantierizzazione della posa in opera delle armature, si assumono i seguenti valori:

$$\eta_1 = 0.7; \eta_2 = 1.0;$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1.0; \alpha_6 = 1.5;$$

7.3 TABULATI DI VERIFICA

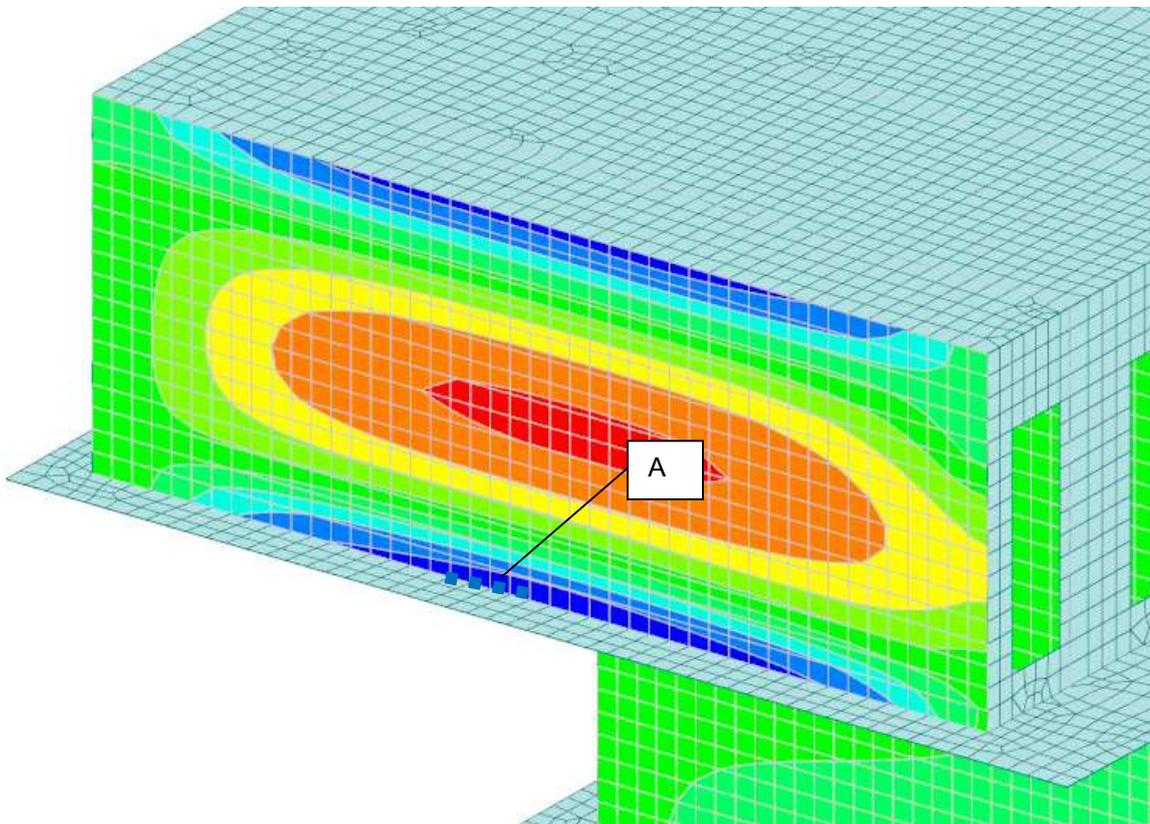
Per quanto esposto in merito ai criteri di verifica adottati, e sulla base dell'analisi della struttura effettuata, le sollecitazioni dimensionanti oggetto delle verifiche strutturali sono riportate nelle tabelle e nei tabulati allegati seguenti la seguente nomenclatura degli elementi.



Per le verifiche si consideri i valori delle caratteristiche resistenti degli elementi in funzione delle armature e si scelgono le sezioni più significative per il caso in esame.

7.3.1 Verifica pareti 232 e 235

Si riporta la verifica della parete in esame allo stato limite ultimo andando ad integrare le sollecitazioni nella zona di massimo per la combinazione più gravosa che risulta essere la n°5.



Nella sezione A di lunghezza 118 cm abbiamo le seguenti sollecitazioni:

$T_z = 415.24\text{kN} < T_{rd} = 584.117\text{ kN}$ (considerando armatura a taglio spilli d12 passo 15)

$M_z = 211.77\text{kNm} < M_{rd} = 313.90\text{kNm}$

Di seguito i parametri con cui sono stati calcolati gli enti resistenti. Per le pareti si è trascurata a vantaggio di sicurezza la compressione presente.

Soletta 1180 x 500 mm - Armatura principale 1Φ20/20 cm

Dimensioni		Armatura longitudinale		
b [mm]	1180		As	A's
h [mm]	500	Numero di barre a metro	6	6
c [mm]	60	Φ [mm]	20	20
c' [mm]	60	Area trasversale [mm ²]	1885.0	1885.0
d=h-c [mm]	440	Distanza fra le barre [mm]	197	197

Calcestruzzo

Acciaio

f_{ck} [Mpa]	30.71	f_{yk} [Mpa]	450
E_c [Mpa]	33019	E_s [Mpa]	200000
α	0.85	γ_s	1.15
γ_c	1.50	k	1
f_{cd} [Mpa]	17.40	f_{yd} [Mpa]	391.30
ϵ_{cu2}	0.0035	ϵ_{yd}	0.001957
ϵ_{c2}	0.0020		

Resistenza a Flessione (SLU)	
M_{Rd} [kNm]	313.90

Si precisa che la verifica a taglio della parete qui di seguito riportata sostituisce la verifica a taglio del tabulato, in quanto con il post processore utilizzato non è possibile introdurre l'armatura a taglio aggiuntiva come da elaborati grafici. La verifica nel tabulato non risulta quindi soddisfatta, mentre confrontando le sollecitazioni con il valore resistente di seguito riportato la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Soletta 1180 x 500 mm - Resistenza a taglio Con armatura trasversale

Dimensioni	
b [mm]	1180
h [mm]	500
c [mm]	60
c' [mm]	60
$d=h-c$ [mm]	440

ARMATURA A TAGLIO	
Φ [mm]	12
Braccia	5
Passo [cm]	15

Calcestruzzo	
f_{ck} [Mpa]	30.71
γ_c	1.50
f_{cd} [Mpa]	17.40

Resistenza a Taglio (SLU)	
α_{cw}	1.062
$v_1 = v$	0.53
θ [°]	45.0000
$A_{sw,max}$ [cm ²]	9.32
VRd [kN]	584.17

Acciaio	
f_{yk} [Mpa]	450
γ_s	1.15
f_{ywd} [Mpa]	391.30

Si riportano ora le verifiche allo stato limite d'esercizio per la stessa sezione A di lunghezza 118 cm. Si precisa che per le parete in esame le sollecitazioni nelle combinazioni SLE (rara, frequente e quasi permanente) restano pressochè invariate. Al variare delle tre combinazioni si ha infatti la sola variazione del coefficiente moltiplicativo del carico variabile, applicato sulla platea, la quale non produce quindi variazioni significative nello stato sollecitativo dell'elemento considerato.

Le sollecitazioni nella sezione A agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

$M = 148.5$ kNm

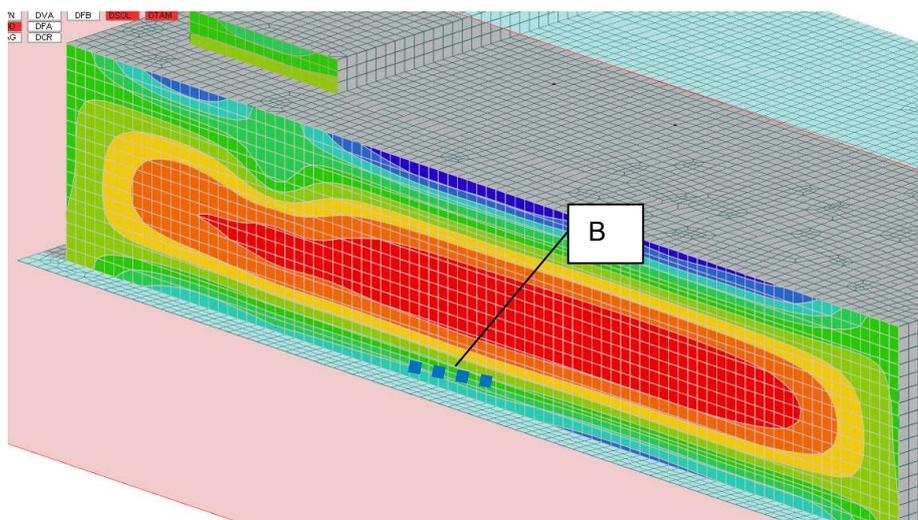
$N = -305.5$ kN

TENSIONI IN ESERCIZIO				VALORI LIMITE		
SLE RARA	N_{ed} [kN]	305.50	$\sigma_{c,rara}$ [Mpa]	4.74	$\sigma_{c,max,rara} = 0.6 f_{ck}$ [Mpa]	18.43
	M_{Ed} [kNm]	148.50	σ_s [Mpa]	122.41	$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yd}$ [Mpa]	360.00
SLE QUASI PERMANENTE	N_{ed} [kN]	305.50	$\sigma_{c,quasi perm}$ [Mpa]	4.74	$\sigma_{c,max,quasi perm} = 0.45 f_{ck}$ [Mpa]	13.82
	M_{Ed} [kNm]	148.50				

FESSURAZIONE				VALORI LIMITE		
SLE FREQUENTE	N_{ed} [kN]	305.50	w_d [mm]	0.11	$w_{,freq} = w_3$ [mm]	0.40
	M_{Ed} [kNm]	148.50				
SLE QUASI PERMANENTE	N_{ed} [kN]	305.50	w_d [mm]	0.11	$w_{,quasi perm} = w_2$ [mm]	0.30
	M_{Ed} [kNm]	148.50				

7.3.2 Verifica parete 233

Si riporta la verifica della parete in esame allo stato limite ultimo andando ad integrare le sollecitazioni nella zona di massimo per la combinazione più gravosa che risulta essere la n°5.



Nella sezione B di lunghezza 118 cm abbiamo le seguenti sollecitazioni:

$$T_z = 424.57 \text{ kN} < T_{rd} = 584.117 \text{ kN} \quad (\text{considerando armatura a taglio spilli } d12 \text{ passo } 15)$$

$$M_z = 220.65 \text{ kNm} < M_{rd} = 313.90 \text{ kNm}$$

Di seguito i parametri con cui sono stati calcolati gli enti resistenti. Per le pareti si è trascurata a vantaggio di sicurezza la compressione presente.

Soletta 1180 x 500 mm - Armatura principale 1Φ20/20 cm

Dimensioni		Armatura longitudinale		
b [mm]	1180		A_s	A_s'
h [mm]	500	Numero di barre a metro	6	6

c [mm]	60	Φ [mm]	20	20
c' [mm]	60	Area trasversale [mm ²]	1885.0	1885.0
d=h-c [mm]	440	Distanza fra le barre [mm]	197	197

Calcestruzzo	
f _{ck} [Mpa]	30.71
E _c [Mpa]	33019
α	0.85
γ _c	1.50
f _{cd} [Mpa]	17.40
ε _{cu2}	0.0035
ε _{c2}	0.0020

Acciaio	
f _{yk} [Mpa]	450
E _s [Mpa]	200000
γ _s	1.15
k	1
f _{yd} [Mpa]	391.30
ε _{yd}	0.001957

Resistenza a Flessione (SLU)	
M _{Rd} [kNm]	313.90

Si precisa che la verifica a taglio della parete qui di seguito riportata sostituisce la verifica a taglio del tabulato, in quanto con il post processore utilizzato non è possibile introdurre l'armatura a taglio aggiuntiva come da elaborati grafici. La verifica nel tabulato non risulta quindi soddisfatta, mentre confrontando le sollecitazioni con il valore resistente di seguito riportato la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Soletta 1180 x 500 mm - Resistenza a taglio Con armatura trasversale

Dimensioni	
b [mm]	1180
h [mm]	500
c [mm]	60
c' [mm]	60
d=h-c [mm]	440

ARMATURA A TAGLIO	
Φ [mm]	12
Braccia	5
Passo [cm]	15

Calcestruzzo	
f _{ck} [Mpa]	30.71
γ _c	1.50
f _{cd} [Mpa]	17.40

Resistenza a Taglio (SLU)	
α _{cw}	1.062
v ₁ = v	0.53
θ [°]	45.0000
A _{sw,max} [cm ²]	9.32
VRd [kN]	584.17

Acciaio	
f _{yk} [Mpa]	450
γ _s	1.15
f _{yd} [Mpa]	391.30

Si riportano ora le verifiche allo stato limite d'esercizio per la stessa sezione B di lunghezza 118 cm. Si precisa che per le parete in esame le sollecitazioni nelle combinazioni SLE (rara, frequente e quasi permanente) restano pressochè invariate. Al variare delle tre combinazioni si ha infatti la sola variazione del coefficiente moltiplicativo del carico variabile, applicato sulla platea, la quale non produce quindi variazioni significative nello stato sollecitativo dell'elemento considerato.

Le sollecitazioni nella sezione B agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

$M = 120.2 \text{ kNm}$

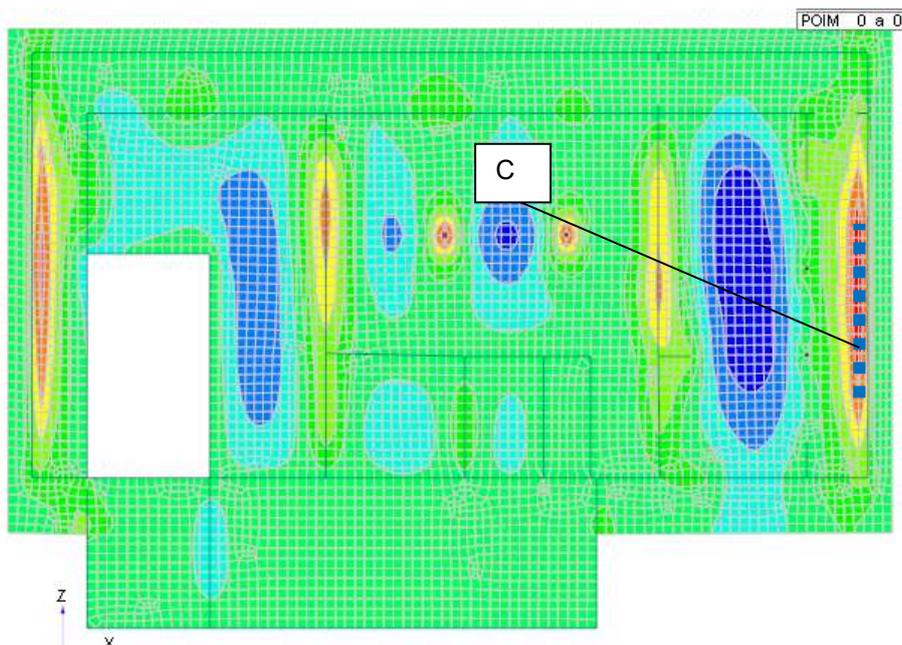
$N = -294.7 \text{ kN}$

TENSIONI IN ESERCIZIO				VALORI LIMITE		
SLE RARA	N_{Ed} [kN]	294.70	$\sigma_{c,rara}$ [Mpa]	3.82	$\sigma_{c,max,rara} = 0.6 f_{ck}$ [Mpa]	18.43
	M_{Ed} [kNm]	120.20	σ_s [Mpa]	88.39	$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yd}$ [Mpa]	360.00
SLE QUASI PERMANENTE	N_{Ed} [kN]	294.70	$\sigma_{c,quasi perm}$ [Mpa]	3.82	$\sigma_{c,max,quasi perm} = 0.45 f_{ck}$ [Mpa]	13.82
	M_{Ed} [kNm]	120.20				

FESSURAZIONE				VALORI LIMITE		
SLE FREQUENTE	N_{Ed} [kN]	294.70	w_d [mm]	0.08	$w_{,freq} = w_3$ [mm]	0.40
	M_{Ed} [kNm]	120.20				
SLE QUASI PERMANENTE	N_{Ed} [kN]	294.70	w_d [mm]	0.08	$w_{,quasi perm} = w_2$ [mm]	0.30
	M_{Ed} [kNm]	120.20				

7.3.3 Verifica platea 608

Si riporta la verifica della soletta in esame allo stato limite ultimo andando ad integrare le sollecitazioni nella zona di massimo per la combinazione più gravosa che risulta essere la n°5.



Nella sezione C di lunghezza 118 cm abbiamo le seguenti sollecitazioni:

$$T_z = -252.41 \text{ kN} < T_{rd} = 256.48 \text{ kN}$$

$$M_z = 246.07 \text{ kNm} < M_{rd} = 408.60 \text{ kNm}$$

Di seguito i parametri con cui sono stati calcolati gli enti resistenti.

Soletta 1180 x 500 mm - Armatura principale 1Φ20/15 cm

Dimensioni		Armatura longitudinale		
b [mm]	1180		As	A's
h [mm]	500	Numero di barre a metro	8	8
c [mm]	60	Φ [mm]	20	20
c' [mm]	60	Area trasversale [mm ²]	2513.3	2513.3
d=h-c [mm]	440	Distanza fra le barre [mm]	148	148

Calcestruzzo		Acciaio	
f _{ck} [Mpa]	30.71	f _{yk} [Mpa]	450
E _c [Mpa]	33019	E _s [Mpa]	200000
α	0.85	γ _s	1.15
γ _c	1.50	k	1
f _{cd} [Mpa]	17.40	f _{yd} [Mpa]	391.30
ε _{cu2}	0.0035	ε _{yd}	0.001957
ε _{c2}	0.0020		

Resistenza a Flessione (SLU)	
M _{Rd} [kNm]	408.60

Soletta 1180 x 500 mm - Resistenza a taglio senza armatura trasversale

Dimensioni	
b [mm]	1180
h [mm]	500
c [mm]	60
c' [mm]	60
d=h-c [mm]	440

Calcestruzzo	
f _{ck} [Mpa]	30.71

Resistenza a Taglio (SLU)	
C _{Rd,c}	0.120

NODO STRADALE E AUTOSTRADALE DI GENOVA

Adeguamento del sistema A7 - A10 - A12

Lotto 2 – Ambito Bolzaneto

PROGETTO ESECUTIVO - STRUTTURALE

γ_c	1.50	k	1.67
f_{cd} [Mpa]	17.40	ρ_l	0.0048
Acciaio		k_1	0.15
f_{yk} [Mpa]	450	$V_{Rd,c}$ [kN]	256.48
γ_s	1.15		
f_{ywd} [Mpa]	391.30		

Si riportano ora le verifiche allo stato limite d'esercizio per la stessa sezione C di lunghezza 118 cm.

Le sollecitazioni nella sezione C agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

$M_{,rara} = 147.1$ kNm

$M_{,freq} = 147.2$ kNm

$M_{,quasi perm} = 147.3$ kNm

$N_{,rara} = 0$ kN

$N_{,freq} = 0$ kN

$N_{,quasi perm} = 0$ kN

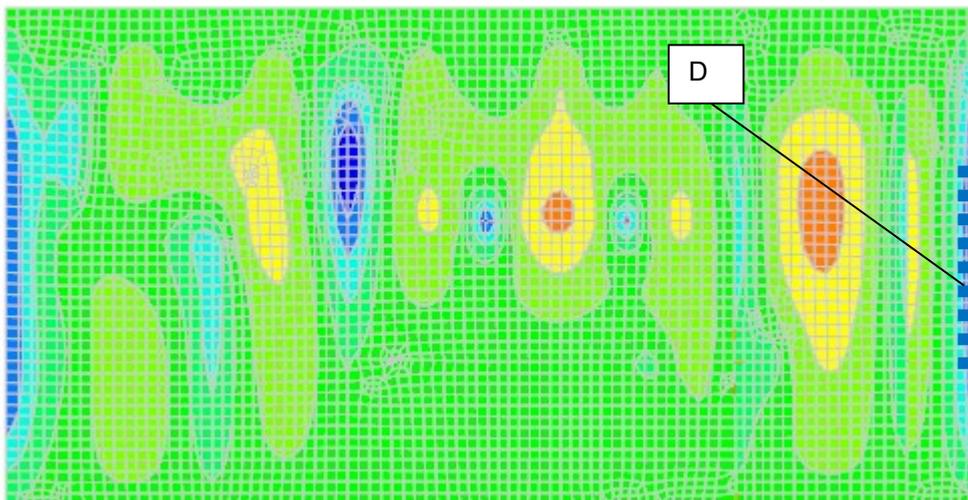
Come si può notare le sollecitazioni restano pressoché le stesse al variare della combinazione SLE esaminata. Si ha infatti che la differenza tra le combinazioni rara, frequente e quasi permanente consiste nel coefficiente moltiplicativo del carico variabile che vale rispettivamente 1.00, 0.90 e 0.80 e che non comporta quindi modifiche significative nello stato sollecitativo degli elementi.

TENSIONI IN ESERCIZIO					VALORI LIMITE	
SLE RARA	N_{Ed} [kN]	0.00	$\sigma_{c,rara}$ [Mpa]	3.97	$\sigma_{c,max,rara} = 0.6 f_{ck}$ [Mpa]	18.43
	M_{Ed} [kNm]	147.10	σ_s [Mpa]	148.46	$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yd}$ [Mpa]	360.00
SLE QUASI PERMANENTE	N_{Ed} [kN]	0.00	$\sigma_{c,quasi perm}$ [Mpa]	3.97	$\sigma_{c,max,quasi perm} = 0.45 f_{ck}$ [Mpa]	13.82
	M_{Ed} [kNm]	147.30				

FESSURAZIONE					VALORI LIMITE	
SLE FREQUENTE	N_{Ed} [kN]	0.00	w_d [mm]	0.10	$w_{,freq} = w_3$ [mm]	0.40
	M_{Ed} [kNm]	147.20				
SLE QUASI PERMANENTE	N_{Ed} [kN]	0.00	w_d [mm]	0.10	$w_{,quasi perm} = w_2$ [mm]	0.30
	M_{Ed} [kNm]	147.30				

7.3.4 Verifica copertura 609

Si riporta la verifica della soletta in esame allo stato limite ultimo andando ad integrare le sollecitazioni nella zona di massimo per la combinazione più gravosa che risulta essere la n°5.



Nella sezione D di lunghezza 120 cm abbiamo le seguenti sollecitazioni:

$$T_z = -252.48 \text{ kN} < T_{rd} = 259.37 \text{ kN}$$

$$M_z = 153.92 \text{ kNm} < M_{rd} = 409.13 \text{ kNm}$$

Di seguito i parametri con cui sono stati calcolati gli enti resistenti.

Soletta 1200 x 500 mm - Armatura principale 1Φ20/15 cm

Dimensioni	
b [mm]	1200
h [mm]	500
c [mm]	60
c' [mm]	60
d=h-c [mm]	440

Armatura longitudinale		
	As	A's
Numero di barre a metro	8	8
Φ [mm]	20	20
Area trasversale [mm ²]	2513.3	2513.3
Distanza fra le barre [mm]	150	150

Calcestruzzo	
f _{ck} [Mpa]	30.71
E _c [Mpa]	33019
α	0.85
γ _c	1.50
f _{cd} [Mpa]	17.40
ε _{cu2}	0.0035
ε _{c2}	0.0020

Acciaio	
f _{yk} [Mpa]	450
E _s [Mpa]	200000
γ _s	1.15
k	1
f _{yd} [Mpa]	391.30
ε _{yd}	0.001957

Resistenza a Flessione (SLU)	
M_{Rd} [kNm]	409.13

Soletta 1200 x 500 mm - Resistenza a taglio senza armatura trasversale

Dimensioni	
b [mm]	1200
h [mm]	500
c [mm]	60
c' [mm]	60
d=h-c [mm]	440

Calcestruzzo	
f_{ck} [Mpa]	30.71
γ_c	1.50
f_{cd} [Mpa]	17.40

Acciaio	
f_{yk} [Mpa]	450
γ_s	1.15
f_{ywd} [Mpa]	391.30

Resistenza a Taglio (SLU)	
$C_{Rd,c}$	0.120
k	1.67
ρ_l	0.0048
k1	0.15
$V_{Rd,c}$ [kN]	259.37

Si riportano ora le verifiche allo stato limite d'esercizio per la stessa sezione D di lunghezza 120 cm. Si precisa che per l'elemento in esame le sollecitazioni nelle combinazioni SLE (rara, frequente e quasi permanente) restano pressochè invariate. Al variare delle tre combinazioni si ha infatti la sola variazione del coefficiente moltiplicativo del carico variabile, applicato sulla platea, la quale non produce quindi variazioni significative nello stato sollecitativo dell'elemento considerato.

Le sollecitazioni nella sezione D agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

$M = 94.8$ kNm

$N = -223.9$ kN

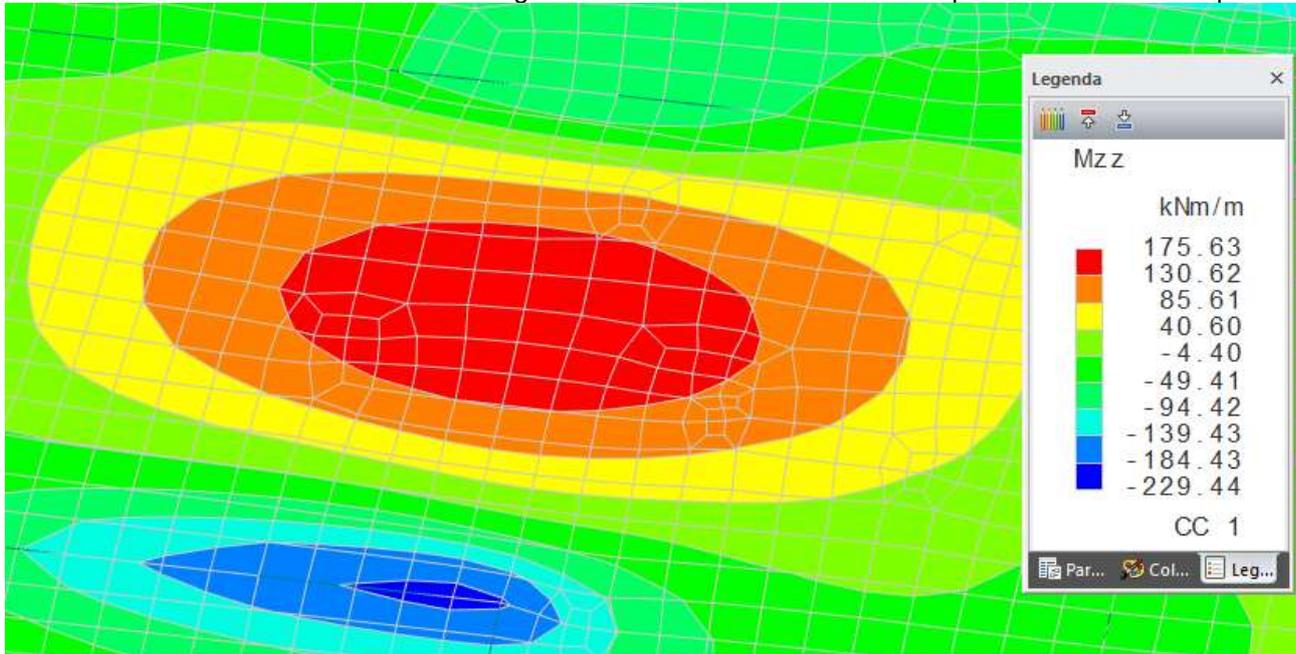
TENSIONI IN ESERCIZIO					VALORI LIMITE	
SLE RARA	N_{Ed} [kN]	223.90	$\sigma_{c,rara}$ [Mpa]	2.66	$\sigma_{c,max,rara} = 0.6 f_{ck}$ [Mpa]	18.43
	M_{Ed} [kNm]	94.80	σ_s [Mpa]	55.20	$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yd}$ [Mpa]	360.00
SLE QUASI PERMANENTE	N_{Ed} [kN]	223.90	$\sigma_{c,quasi perm}$ [Mpa]	2.66	$\sigma_{c,max,quasi perm} = 0.45 f_{ck}$ [Mpa]	13.82
	M_{Ed} [kNm]	94.80				

FESSURAZIONE				VALORI LIMITE		
SLE FREQUENTE	N_{Ed} [kN]	223.90	w_d [mm]	0.04	$w_{, freq} = w_3$ [mm]	0.40
	M_{Ed} [kNm]	94.80				
SLE QUASI PERMANENTE	N_{Ed} [kN]	223.90	w_d [mm]	0.04	$w_{, quasi perm} = w_2$ [mm]	0.30
	M_{Ed} [kNm]	94.80				

8 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI

Al fine dell'accettazione dei risultati si riporta di seguito un confronto fra le sollecitazioni in copertura calcolate con il SoftWare e con la teoria delle travi di De Saint Venant.

In combinazione di stato limite ultimo il diagramma del momento flettente di copertura risulta essere pari a:



Come si vede dal diagramma, considerando la porzione di soletta ingrandita, possiamo schematizzare la stessa con uno schema di trave vincolata alle estremità. Considerando la combinazione di carico SLU abbiamo sugli estremi due momenti di valore $M_1 = -198 \text{ kNm}$ e $M_2 = -96 \text{ kNm}$ mentre in mezzeria abbiamo un valore di momento pari a $M_3 = 175 \text{ kNm}$.

Data la condizione di vincolo si fa il confronto con due schemi limite, la trave incastrata alle estremità e la trave con incastro e appoggio.

Con lo schema di trave doppiamente incastrata abbiamo:

$$L = 4.30$$

$$F_d = 173 \text{ kN/mq}$$

$$M_{\text{mezzeria}} = 133 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{app}} = -266 \text{ kNm}$$

Con lo schema di trave appoggio incastro abbiamo:

$$L = 4.30$$

$$F_d = 173 \text{ kN/mq}$$

$$M_{\text{mezzeria}} = 224 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{app}} = -399 \text{ kNm}$$

Come si vede nel modello il momento in mezzzeria si trova tra i due valori limite questo perché da uno dei due lati non è presente né un appoggio né un incastro perfetto.

Per il momento alle estremità abbiamo da una lato -266 kNm vicino al valore letto di -96 kNm, dall'altro invece abbiamo -98 kNm che differisce sia dal valore nullo che da quello di incastro perfetto e che corrisponde ad un valore intermedio funzione del differente grado di vincolo.

Il minore grado di incastro si riflette in un maggiore momento flettente positivo.

Risulta evidente che valutando il comportamento di una lastra con degli schemi semplificati di trave non viene colta la capacità di redistribuzione delle sollecitazioni nelle due direzioni di funzionamento della struttura. Tale considerazione spiega anche le lievi differenze riscontrate tra modello teorico e schema F.E.M.

Considerato quanto sopra si ritengono i risultati ottenuti accettabili.