



Comune di FANO  
Provincia di Pesaro e Urbino

# INTERVENTI DI RISANAMENTO CONSERVATIVO STADIO MANCINI 1° STRALCIO - 2° LOTTO (Tribuna Ospiti e Torri Portafaro )

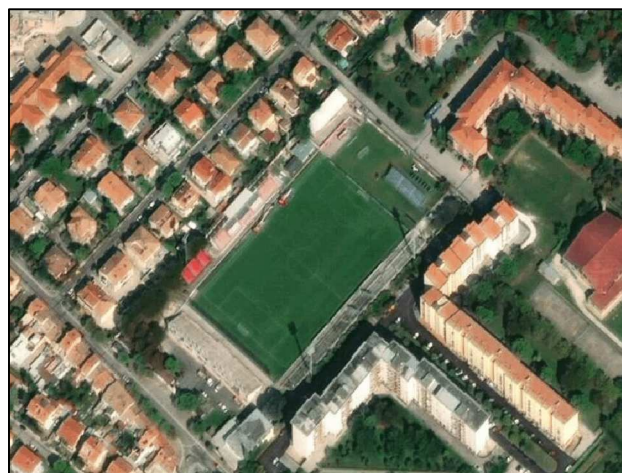
## Progetto Definitivo-Esecutivo

Responsabile Unico del Procedimento:  
**Ing. FABBRI FEDERICO**

Progettisti Incaricati:

PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE  
**Ing. Geol. DIEGO TALOZZI**  
Via XXIV Maggio n. 19 - 61049 Urbania (PU)

COLLABORAZIONE TECNICA E SICUREZZA  
**Geom. EUGENIO ZUCCARONI**  
Via XXIV Maggio n. 19 - 61049 Urbania (PU)



TIPO ELABORATO

### RELAZIONE SPECIALISTICA TRIBUNA OSPITI

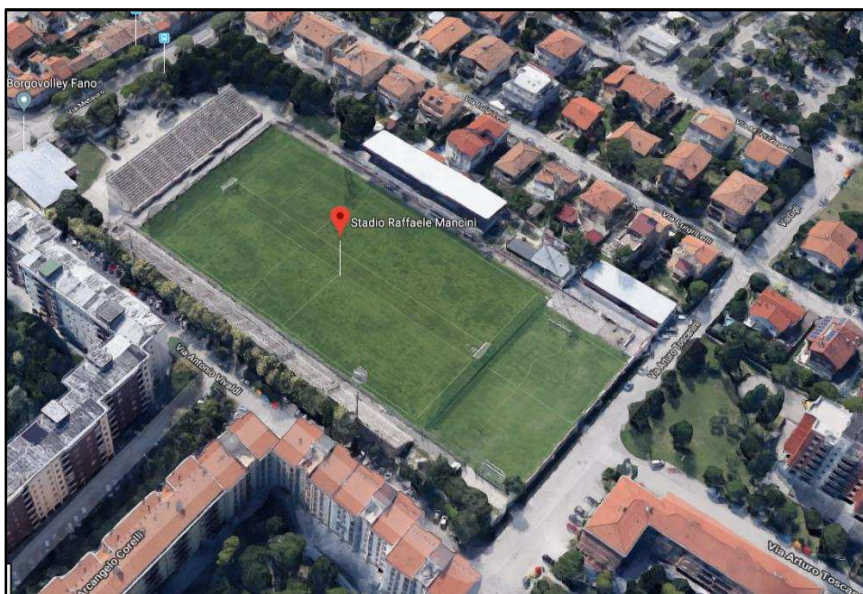
REVISIONE	PROGETTO	CODICE ELABORATO
01	Doc.	Doc. 2
EMISSIONE	FASE	SCALA FILE
Maggio 2020	D-E	.....

Timbro e Firma



**Comune di FANO**

**RISTRUTTURAZIONE DELLA TRIBUNA OSPITI E DELLE TORRI PORTAFARO**  
**INTERVENTI DI RISANAMENTO CONSERVATIVO STADIO MANCINI**  
**1° STRALCIO - 2° LOTTO**



**RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA**

**TRIBUNA OSPITI**

**Responsabile Unico del Procedimento**

*Ing. Sandro SORBINI*

*Settore V° LL.PP. ed Urbanistica*

**Progettazione e D.L:**

*Studio Tecnico Talozzi*

*Geol. Ing. Diego Talozzi*

*Via XXIV Maggio n° 21*

*61049 Urbania (Pu)*

**4 maggio 2020**



*Diego Talozzi*

retro copertina – pagina appositamente vuota

## Sommario

1.	Ubicazione.....	5
2.	Ristrutturazione della tribuna ospiti .....	7
2.1.	Descrizione della tribuna allo stato attuale. ....	7
2.2.	Descrizione della nuova tribuna.....	11
2.3.	Descrizione interventi strutturali sulla tribuna e sintesi dei risultati .....	12
2.4.	Descrizione dei parapetti in acciaio .....	21
2.5.	Analisi storico-critica della Tribuna. ....	22
2.6.	Descrizione delle modalità costruttive della Tribuna.....	23
2.7.	Campagna di indagini sperimentali .....	27
2.8.	Determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo e dell'acciaio .....	31
2.9.	Livello di conoscenza e Fattore di confidenza.....	31
2.10.	Definizione di carichi superficiali e dei sovraccarichi .....	32
2.11.	Materiali.....	34
2.11.1.	Cemento armato .....	34
2.11.2.	Armature esistenti .....	35
2.11.3.	Proprietà acciaio profili HEA 160 – S275 .....	35
3.	Indagini di caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica. ....	36
3.1.	Inquadramento geologico .....	36
3.2.	Indagini in sito e modello geotecnico .....	36
3.3.	Categoria topografica.....	38
3.4.	Categoria di sottosuolo.....	39
3.5.	Considerazioni su possibili fenomeni di liquefazione dei terreni.....	40
4.	Preferenze di analisi: Vita nominale, Classe d'Uso e Periodo di riferimento, spettri .....	41

## Allegati:

- All. 1 - Relazione di calcolo elementi prefabbricati (gradonate e palconcello inferiore).
- All. 2 - Relazione di calcolo struttura in c.a. esistente – stato di fatto
- All. 3 - Relazione di calcolo struttura in c.a. esistente – stato di progetto
- All. 4 - Relazione di calcolo parapetto

## Premessa

Il sottoscritto Ing. Diego Talozzi è stato incaricato dall'Ing. Sandro Sorbini per conto del Comune di Fano, della progettazione definitiva-esecutiva dei lavori di ristrutturazione della tribuna ospiti e delle torri-faro dello Stadio Mancini di Fano.

Tali lavori rientrano in un più ampio progetto di ristrutturazione dello Stadio R. Mancini che, appunto, è stato suddiviso in più stralci funzionali; la presente relazione tratta, nello specifico, i lavori di ristrutturazione della tribuna ospiti e delle torri faro.

La tribuna dedicata ai sostenitori della squadra ospite è attualmente inagibile. Ciò a seguito del sopralluogo di verifica eseguito in data 26/07/2018 da parte del Comando Provinciale del VV.FF. di Pesaro e Urbino, e successiva perizia redatta dal sottoscritto in data 24/09/2018 in cui si motiva e dichiara lo stato di inagibilità della struttura.

Le torri porta faro sono attualmente agibili con prescrizioni. Infatti, le indagini e le verifiche strutturali condotte hanno evidenziato come non rispettino le richieste della normativa tecnica vigente (NTC 17.01.2018). Si segnala in particolare lo stato di degrado di elementi di collegamento (bullonature) e di elementi accessori quali scale guardia-corpo, pianerottoli di sosta e piattaforme in sommità, oltre che di alcuni proiettori che risultano lesionati con rischio di caduta.

A seguito dei risultati dello studio preliminare l'Amministrazione intende procedere con la ristrutturazione della Tribuna fino al raggiungimento della capienza minima necessaria per ottenere l'omologazione per la categoria in cui milita la locale squadra di calcio, e delle 4 torri porta faro mediante la costruzione di n° 4 nuove torri delocalizzandole in una posizione più favorevole all'illuminazione del campo.

La sequenza temporale degli interventi prevede prima la ristrutturazione della tribuna e successivamente la realizzazione delle nuove torri porta faro previo rifacimento completo della cabina di consegna e di trasformazione da media a bassa tensione e dell'intera linea di alimentazione. Le torri esistenti saranno demolite successivamente al collaudo del nuovo impianto di illuminazione.

Ai fini della valutazione quantitativa della sicurezza dell'edificio è stato svolto il seguente programma di lavoro:

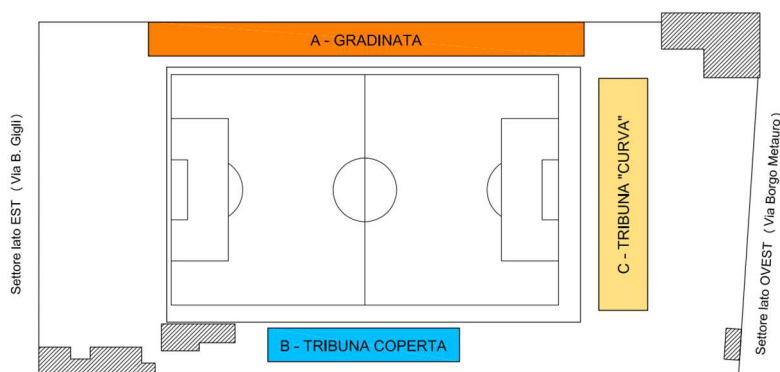
- a) *Analisi documentazione reperita presso l'archivio del Comune di Fano consistente in atti e documenti progettuali originali ed in copia.*

- b) Rilievo geometrico architettonico-strutturale dello stato attuale.
- c) Realizzazione di controlli strumentali in opera, prelievo di materiali e successiva determinazione delle resistenze in laboratorio.
- d) Acquisizione dei dati di caratterizzazione geologica-geotecnica e sismica.
- e) Modellazione e verifica sismica ai sensi del D.M.I. 17/01/2018.
- f) Valutazione delle criticità e individuazione degli interventi di riparazione-miglioramento della struttura.

## 1. Ubicazione

Lo stadio “R. Mancini” di Fano si trova in Via Antonio Vivaldi n°7 ed è distino al NCEU del Comune di Fano al Foglio 38 part. 226, come meglio rappresentante nello schema planimetrico sotto riportato:

- A – Gradinata ospiti, Settore lato Sud (Ancona) – Via A. Vivaldi;
- B - Tribuna Coperta, settore lato Nord (Pesaro) – Via L. Lelli;
- C - Tribuna Curva, settore lato Ovest – Via Borgo Metauro.



**Figura 1:** Planimetria generale – Individuazione tribune



Figura 2: Vista aerea Stadio R. Mancini.

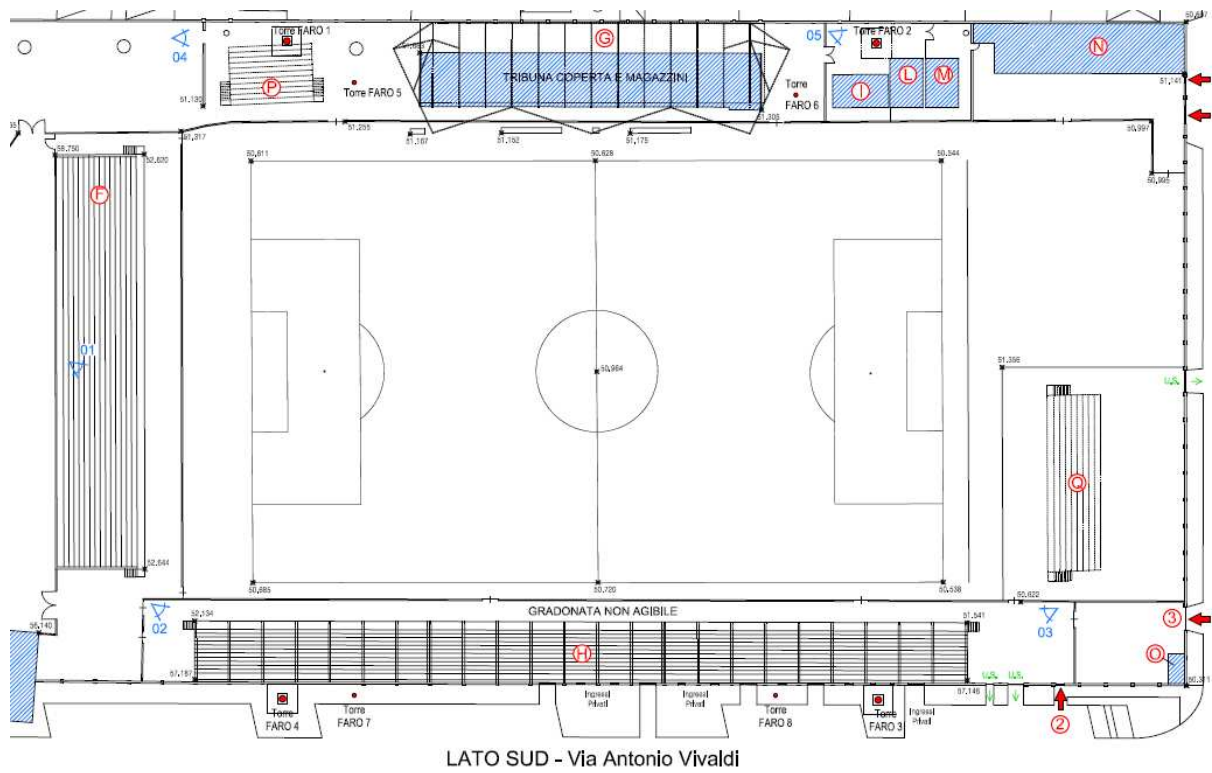


Figura 3: planimetria stato attuale (Tav. 01)

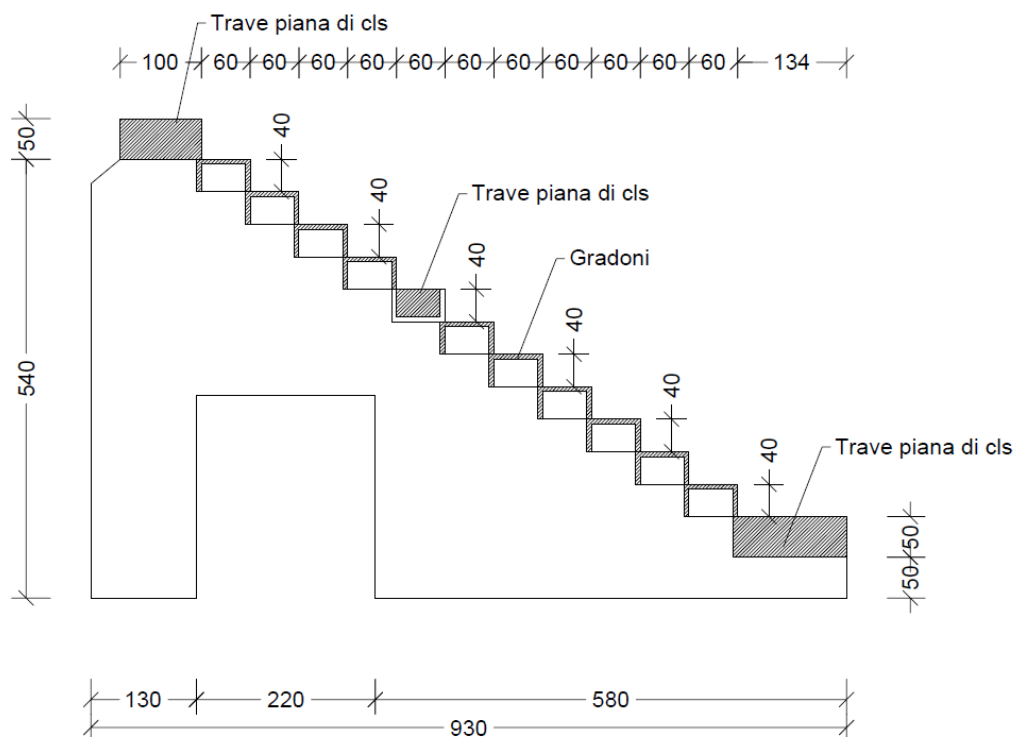


Figura 4: planimetria stato di progetto (Tav. 02)

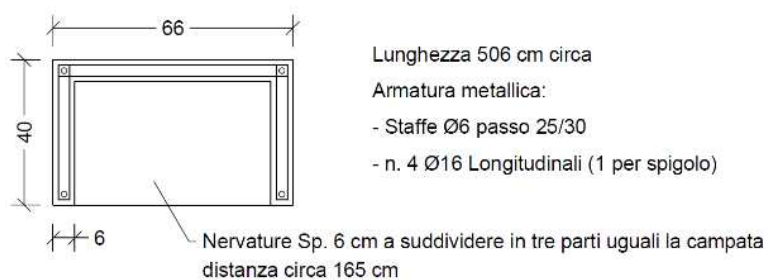
## 2. Ristrutturazione della tribuna ospiti

### 2.1. Descrizione della tribuna allo stato attuale.

La tribuna ospiti gradinata è attualmente costituita da una serie di setti in c.a. gettati in opera (sp. 30 cm, interasse 5.0 m) su cui poggiano 12 gradoni prefabbricati in c.a. con sezione a U rovesciata. La tribuna in oggetto ha una lunghezza complessiva pari a 122 m circa per una larghezza complessiva di 9,3 m circa e un'altezza massima di 5,4 m. Lungo lo sviluppo longitudinale della tribuna sono presenti due giunti di dilatazione in cui i setti in c.a. risultano raddoppiati e accostati, a formare n° 3 blocchi con n° 10, 6, 8 campate rispettivamente.



#### PARTICOLARE GRADONE



**Figura 5: sezione tribuna e Sezione del gradone (Stato Attuale).**



**Foto 1: Tribuna ospiti.**

La documentazione reperita presso gli archivi comunali ha permesso di verificare che la struttura è stata costruita nel 1981, quindi prima della classificazione sismica del territorio della Regione Marche del 10 febbraio 1983. La struttura portante della tribuna, quindi, non è stata realizzata con criteri antisismici.

L'ispezione visiva eseguita nei locali al di sotto della gradinata ha messo in luce un grave ed esteso stato di degrado e dissesto dei gradoni dovuti all'ossidazione dei ferri di armatura che ha comportato l'espulsione del copriferro. Rilevanti e diffusi distacchi di calcestruzzo interessano l'intera estensione della gradinata. I muri in c.a. versano in buono stato di conservazione.

Il fenomeno corrosivo ha intaccato pesantemente le armature andando a ridurre la sezione resistente per cui non è economicamente vantaggiosa la loro riparazione ma piuttosto la loro demolizione e sostituzione.

Nel seguito si riporta la documentazione fotografica attestante lo stato dell'opera.

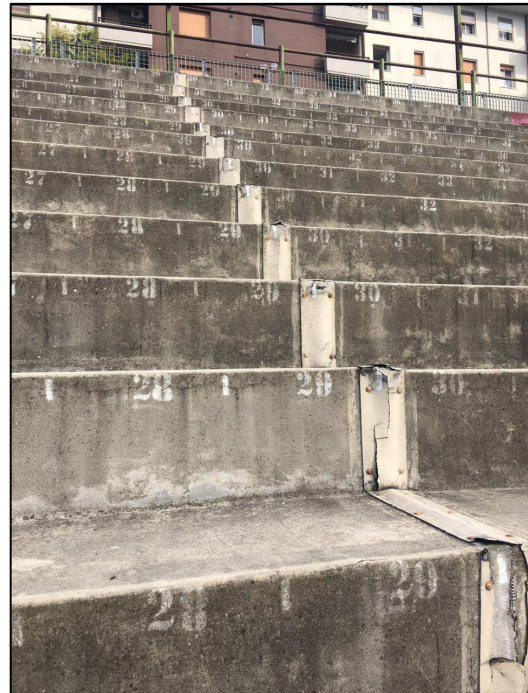


Foto 2 a -b: tribuna ospiti.

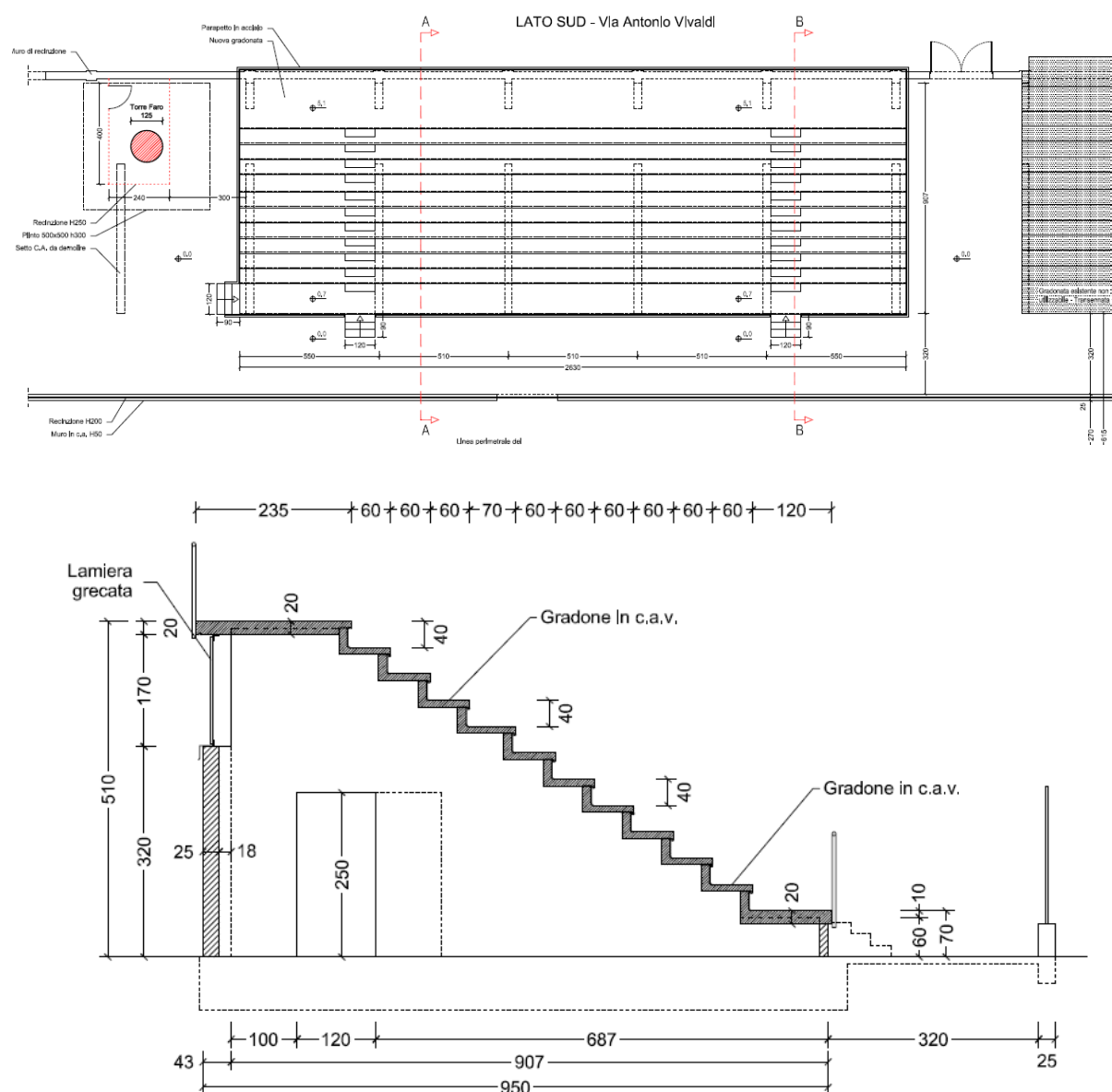


Foto 3: stato di ammaloramento dei gradoni

## 2.2. Descrizione della nuova tribuna

La tribuna esistente, non agibile, ha una capacità di circa 1900 posti, valore nettamente superiore alle attuali esigenze di 500 posti come previsto nei criteri infrastrutturali di cui all'All. A) del Sistema Licenze Nazionali 2020/2021 - Lega Italiana Calcio Professionistico. L'intervento di ristrutturazione è quindi parziale e limitato al raggiungimento della capacità minima.

La tribuna esistente sarà in parte demolita per far posto ad una delle 4 nuove torri porta faro e per creare un varco di separazione tra le strutture che sarà utilizzato anche per la realizzazione di una nuova uscita di sicurezza.



**Figura 6 a-b:** planimetria e sezione nuova tribuna ospiti (Tav. 04)

A tal fine il progetto prevede la demolizione delle gradonate esistenti e la loro sostituzione con nuove gradonate prefabbricate.

Le gradonate esistenti sono appoggiate su setti in c.a. di spessore pari a cm 30, in buone condizioni, di cui si prevede il mantenimento previa realizzazione di alcuni interventi di miglioramento e adattamento alla nuova gradonata.

Dal punto di vista strutturale è stata quindi affrontata la tematica relativa all'idoneità statica delle strutture portanti esistenti. L'intervento, ai sensi del D.M.I. 17-01-2018, è inquadrabile come **intervento di riparazione o intervento locale** in costruzione rientrante in Classe III.

Si precisa che, trattandosi di intervento di riparazione o intervento locale, non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera che, tuttavia, è stata eseguita nell'ottica di un'ottimale progettazione degli interventi.

Infatti, grazie alla modellazione strutturale, risulta che mediante la realizzazione di interventi non particolarmente impegnativi, è possibile raggiungere l'adeguamento statico della struttura, prima non verificata nella combinazione statica fondamentale, e il miglioramento del comportamento globale della struttura, specialmente rispetto all'azione sismica. È stata quindi eseguita una valutazione del livello di sicurezza *ante operam* e *post operam*, che dimostra in termini quantitativi l'aumento di resistenza ottenuto nei confronti delle azioni orizzontali e di capacità di deformazione.

Si precisa che nei casi di cui al § 8.4.2, tra cui le costruzioni in classe III non ad uso scolastico, per la combinazione sismica delle azioni si può assumere un indice di rischio sismico  $\zeta_E < 1$ , con incremento di  $\zeta_E$  comunque non minore di 0,1. Gli interventi sotto decritti hanno permesso il raggiungimento di tale traguardo.

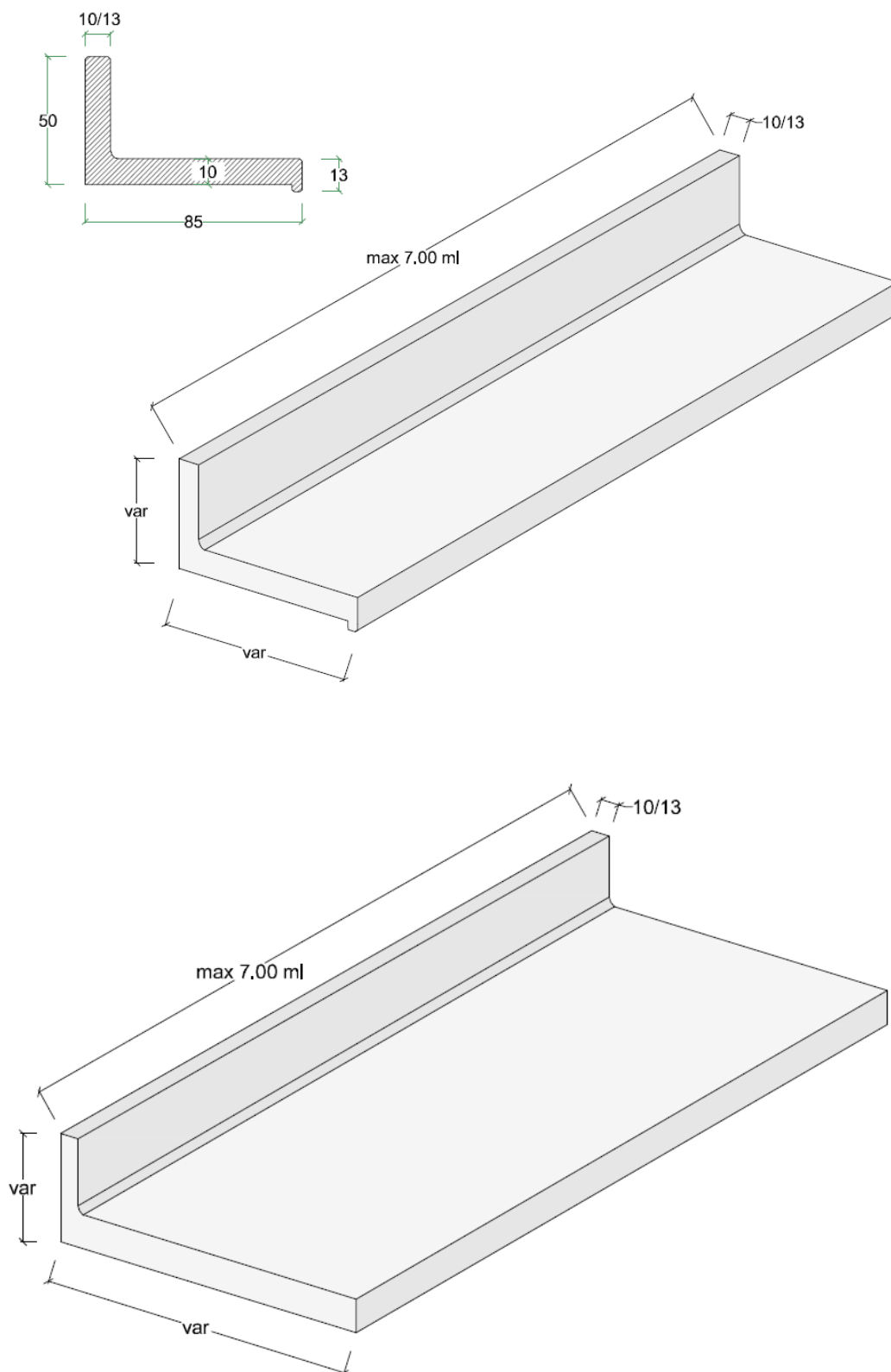
I sovraccarichi di progetto sono quelli relativi alla Cat. C5 (Tab. 3.1.II – Aree suscettibili di grandi affollamenti) ed in particolare  $q_k=500$  daN/m<sup>2</sup> per i sovraccarichi di superficie applicati sui gradoni e  $H_k=300$  daN/m per le azioni orizzontali sui parapetti applicate a 1,20 di altezza.

### **2.3. Descrizione interventi strutturali sulla tribuna e sintesi dei risultati**

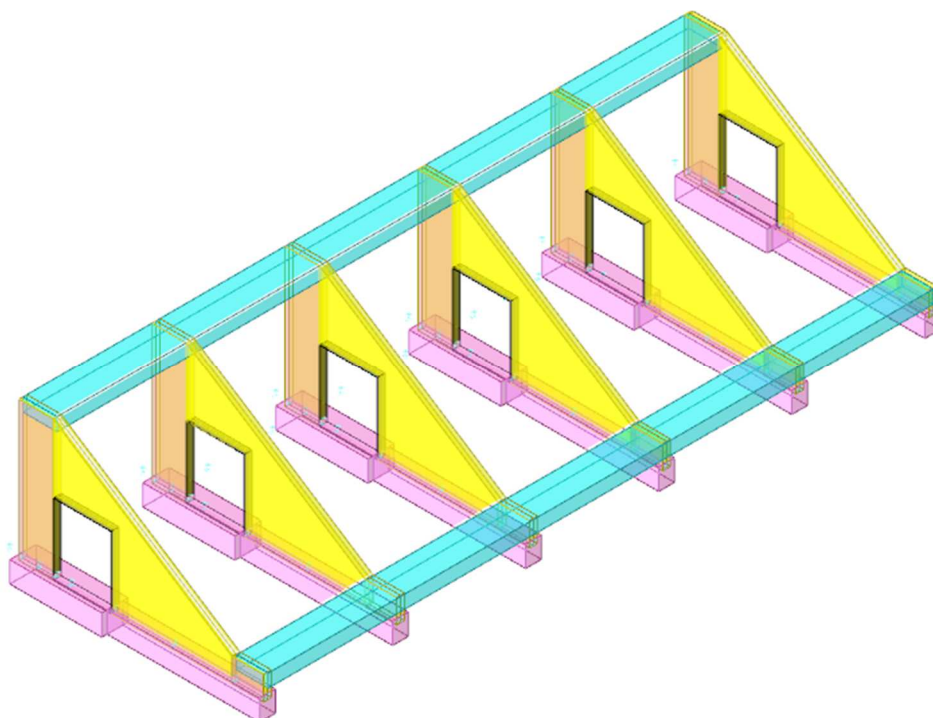
Gli interventi strutturali previsti, nell'ordine di esecuzione, sono i seguenti:

- a) demolizione gradonata esistente;
- b) lavori di ripristino setti in c.a. esistenti;
- c) realizzazione di nuove travi di collegamento di fondazione;
- d) realizzazione di presidi di miglioramento antisismico;
- e) realizzazione palconcello superiore (in opera)

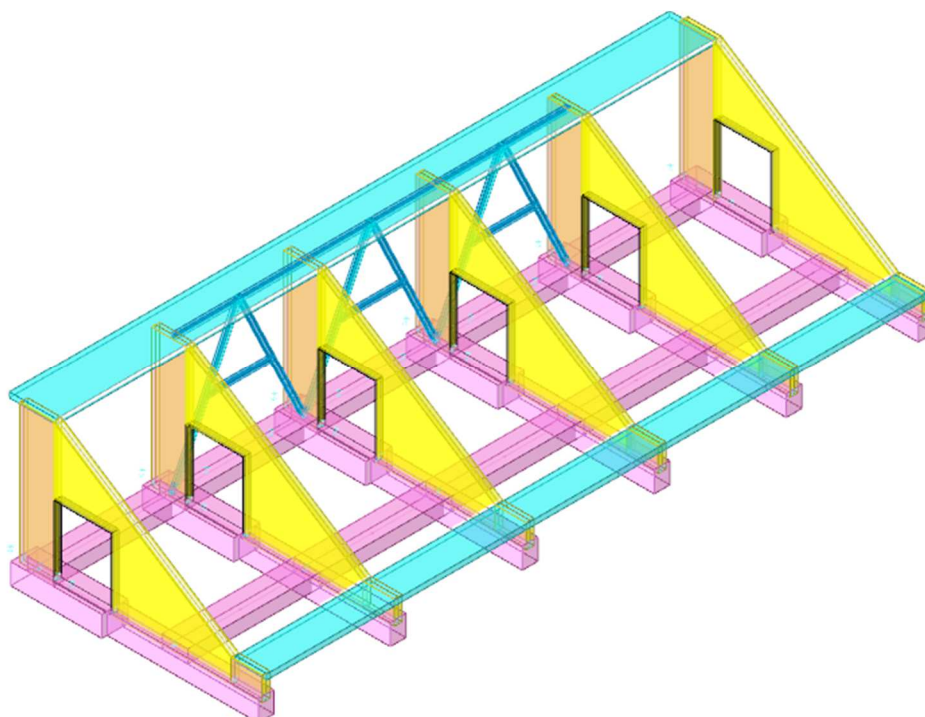
- f) posa in opera palconcello inferiore (prefabbricato);
- g) posa in opera di nuove gradonate (prefabbricate);
- h) posa in opera nuovi parapetti.
- i) Opere varie di finitura.



**Figura 7 a,b: nuovo gradone prefabbricato e palconcello inferiore prefabbricato**



**Figura 8: Modello strutturale stato attuale**

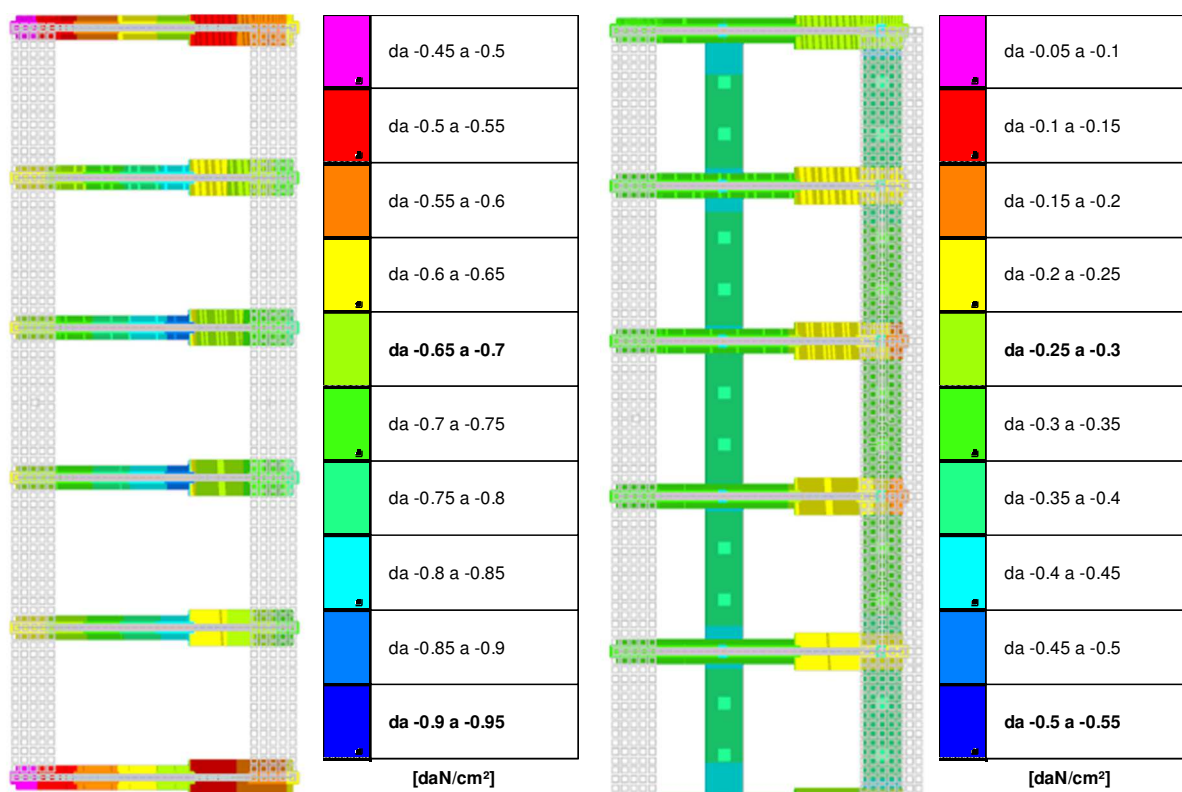


**Figura 9: Modello strutturale stato di progetto**

Si descrivono di seguito i principali risultati ottenuti rimandando alla relazione di calcolo per gli approfondimenti analitici.

Mediante la realizzazione delle nuove travi di fondazione si ottiene, oltre al collegamento alla base dei setti, una generale riduzione delle sollecitazioni trasmesse al terreno. Nelle figure seguenti si apprezza tale riduzione nelle combinazioni risultate più gravose.

Non si è ritenuto necessario valutare i cedimenti indotti perché il terreno di fondazione è già consolidato sotto i vecchi carichi di esercizio e perché mediante la realizzazione delle nuove travi si ottiene una diffusa riduzione dei carichi.



**Figura 10: Pressioni terreno in Condizione Pesi strutturali – Stato Attuale e di Progetto**

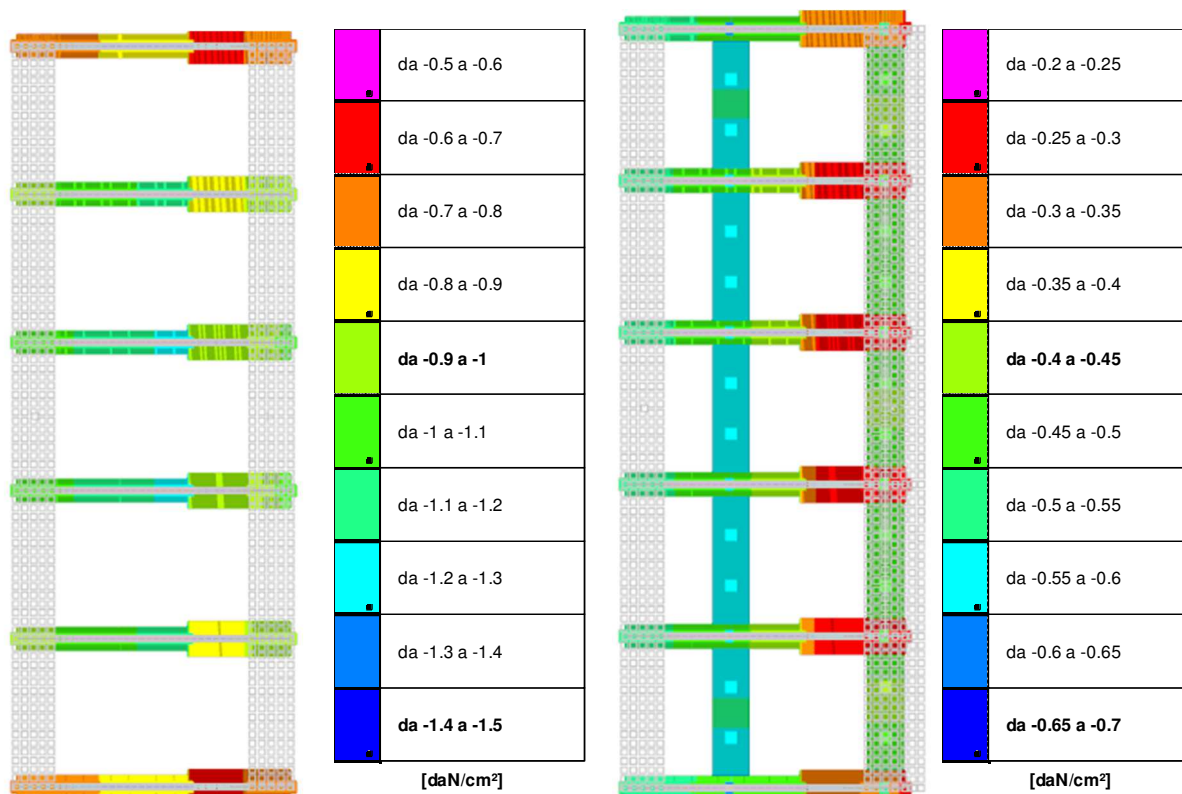


Figura 11: Pressioni terreno in SLE rara 4 (Stato Attuale e di progetto)

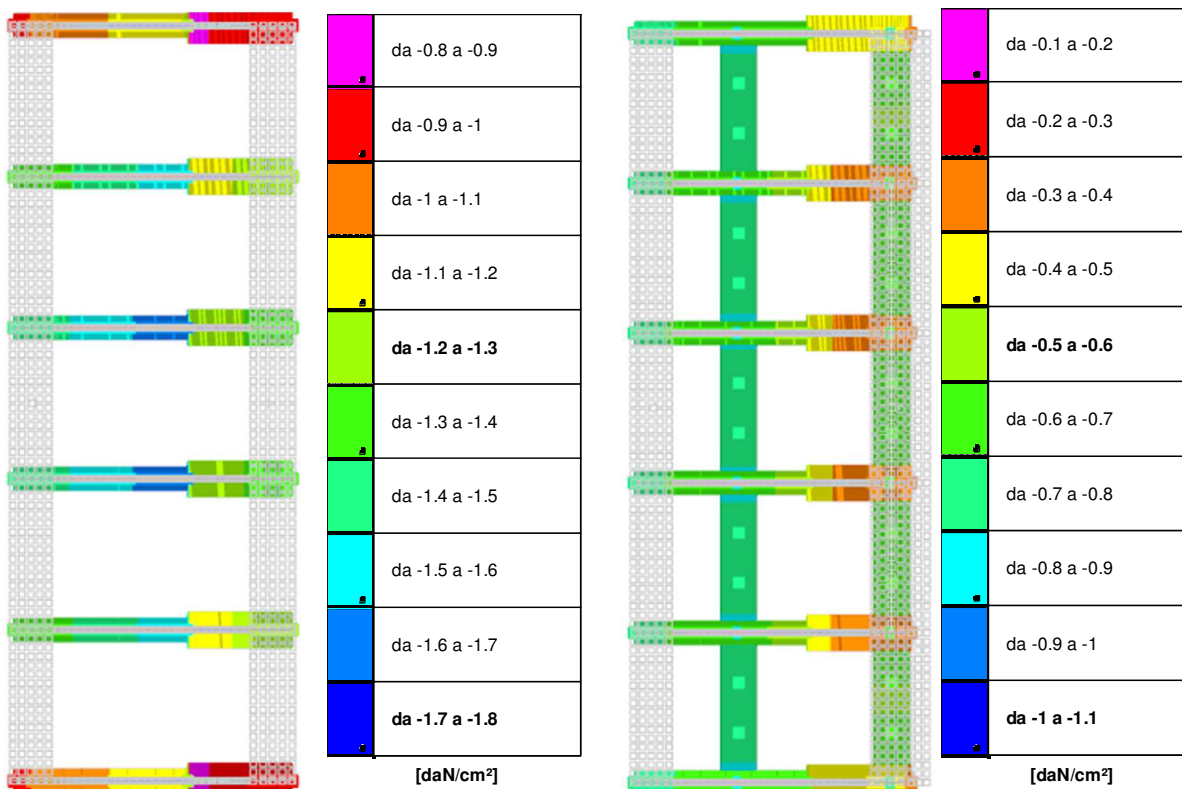
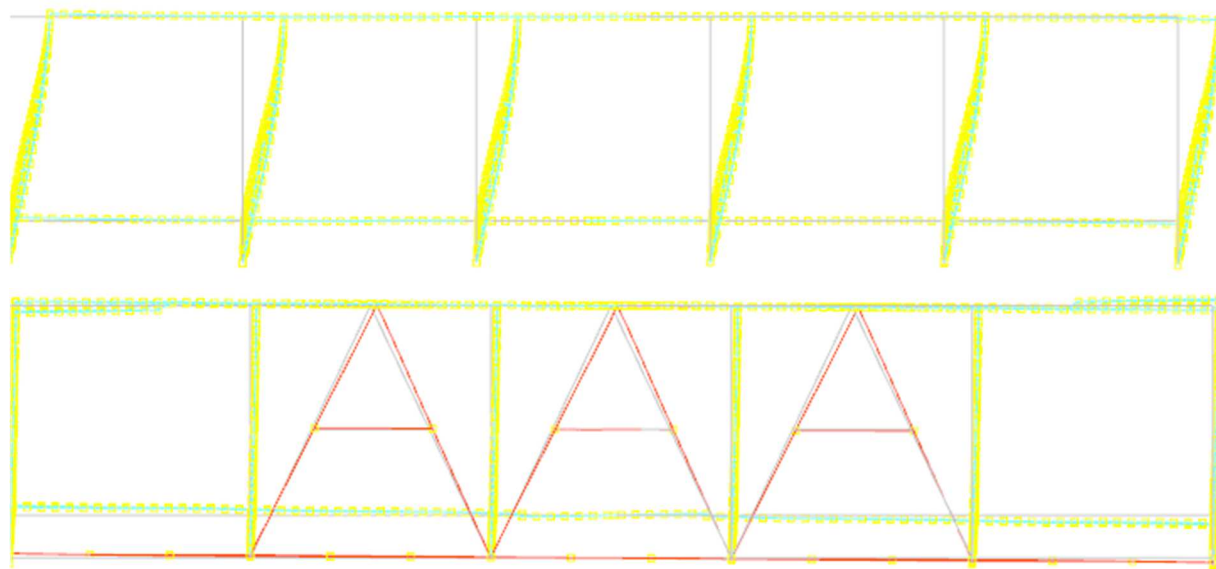
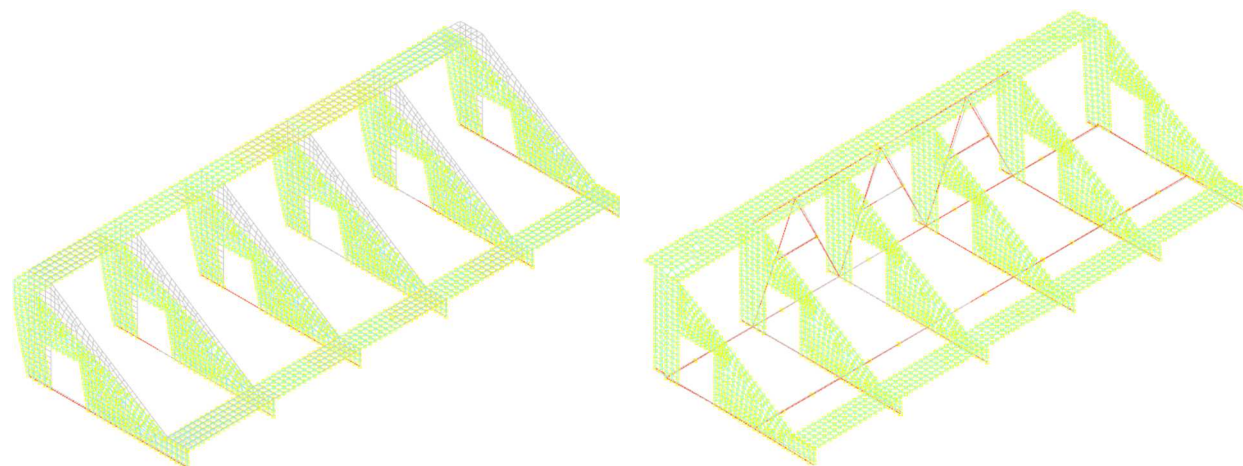


Figura 12: Pressioni terreno in SLU 8 (Stato Attuale e di progetto)

I presidi di miglioramento sismico sono costituiti da n° 3 portali realizzati con profili HEA 160 S275. Tali portali costituiscono una controventatura dell'intera struttura e permettono l'abbattimento degli spostamenti orizzontali in SLV 8 e quindi un generale aumento di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e di capacità di deformazione.

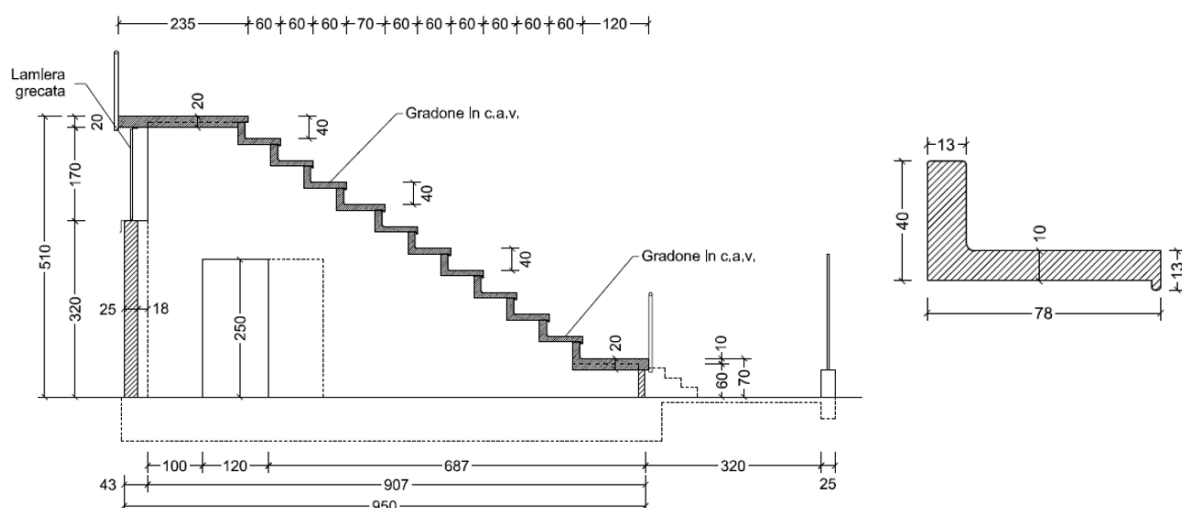


**Figura 13: Spostamenti in Condizione Sisma X SLV**



**Figura 14: Spostamenti in Condizione Sisma X SLV**

Le gradonate esistenti saranno demolite e sostituite con gradoni di pari peso ma di sezione diversa. I nuovi gradoni saranno ancorati ai setti in c.a. mediante perni adeguatamente dimensionati a taglio che permetteranno l'assunzione dell'ipotesi di comportamento membranale dell'impalcato.



**Figura 15: sezione gradonata (Stato di progetto)**

I nuovi gradoni hanno sezione ad “L” e realizzano la gradinata principale della struttura. La loro sezione è tale da avere un ingombro massimo di 78 x 40 cm. Lo spessore della pedata è pari a 10 cm mentre l'alzata ha uno spessore pari a 13 cm.

È presente un gradone in corrispondenza della 7° fila che ha pedata maggiorata e quindi presenta sezione 88 x 40 cm. La lunghezza massima è pari a 550 cm.

Il calcestruzzo utilizzato sarà in Classe di esposizione XS1, ovvero esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.

È stata quindi determinata la classe di rischio sismico sia in termini di PAM che di IS-V, associando all'edificio la classe minore (quella corrispondente al rischio maggiore). A seguito degli interventi risulta il passaggio a una classe di rischio superiore.



**Figura 16: Classe di rischio sismico Stato attuale e Stato di progetto - Classe IS-V.**

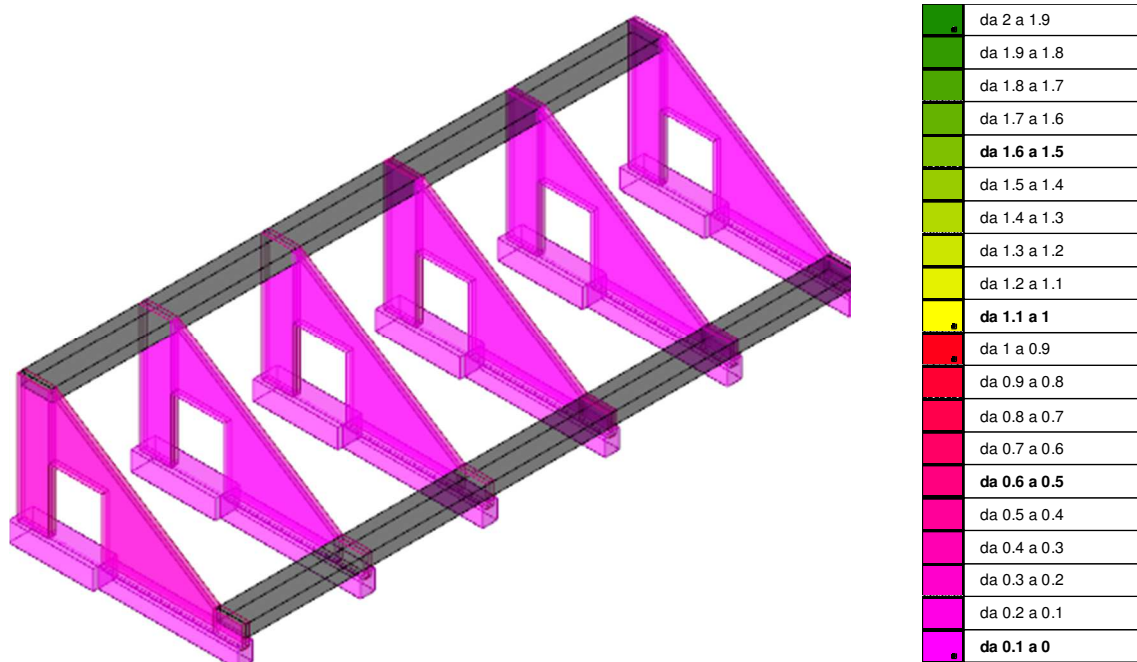


Figura 17: I.R. Minimo PGA (Stato attuale)

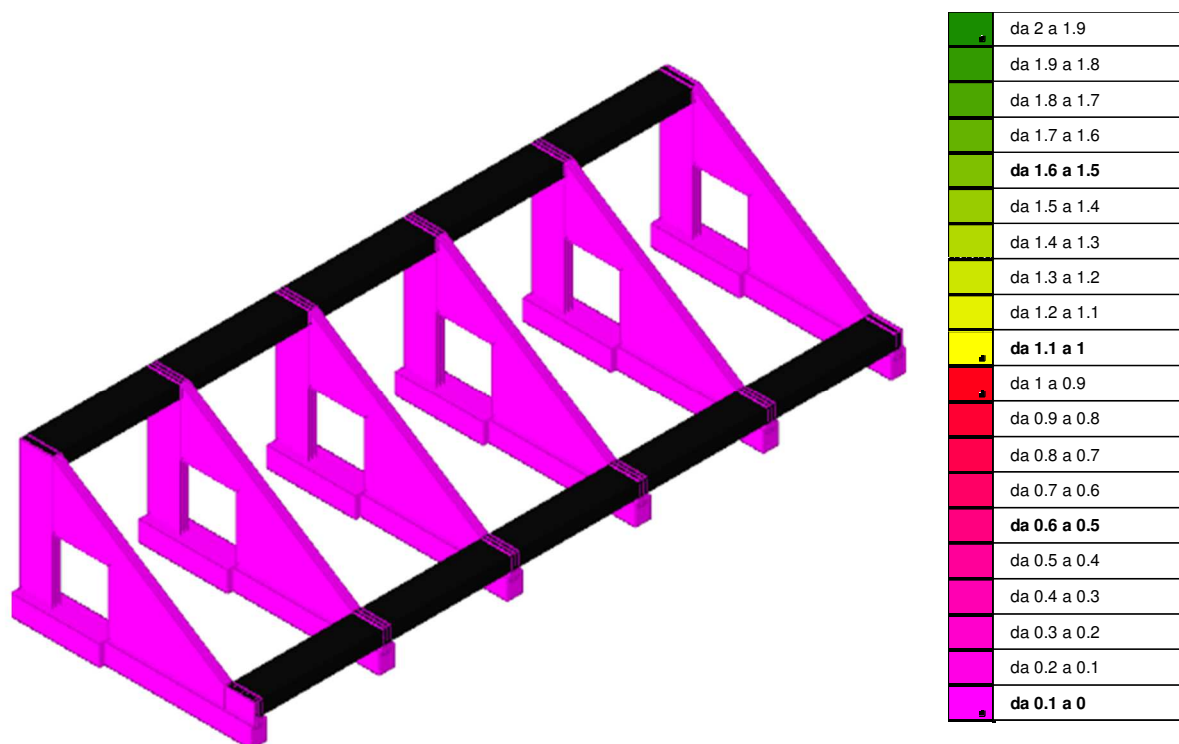


Figura 18: Sicurezza minima verifiche (Stato attuale)

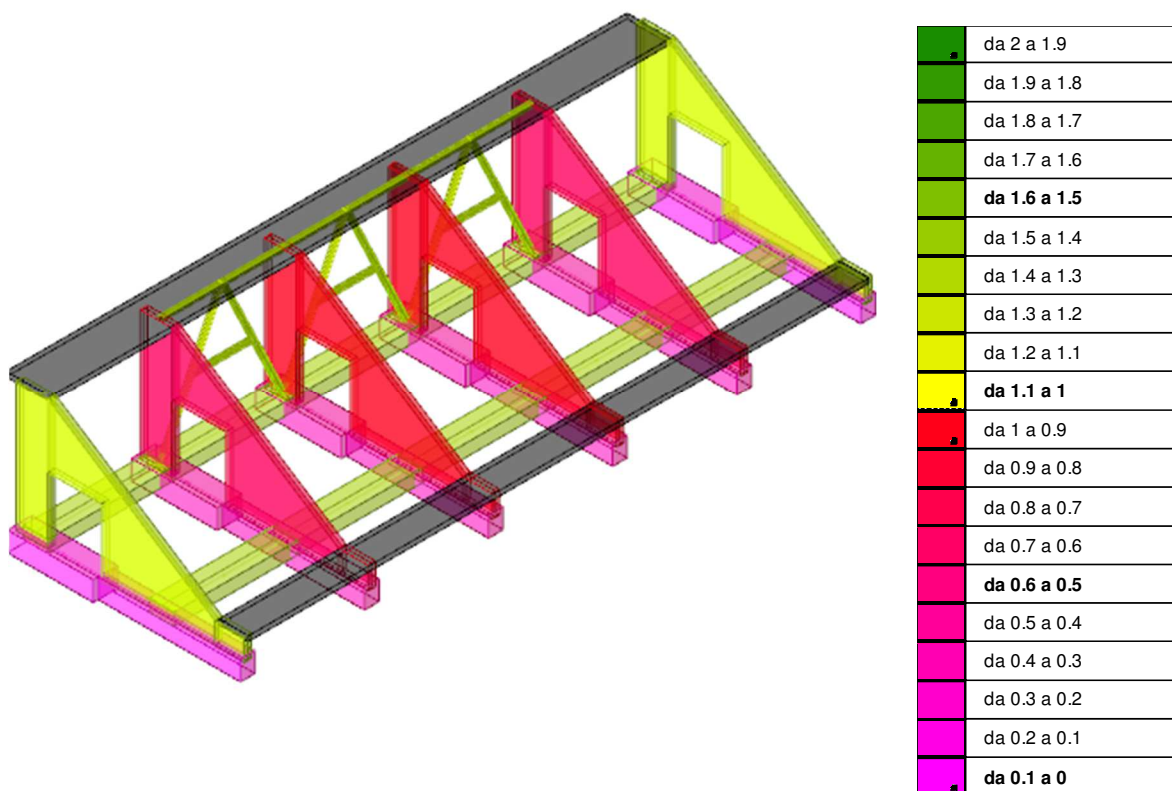


Figura 19: I.R. Minimo PGA (Stato di progetto)

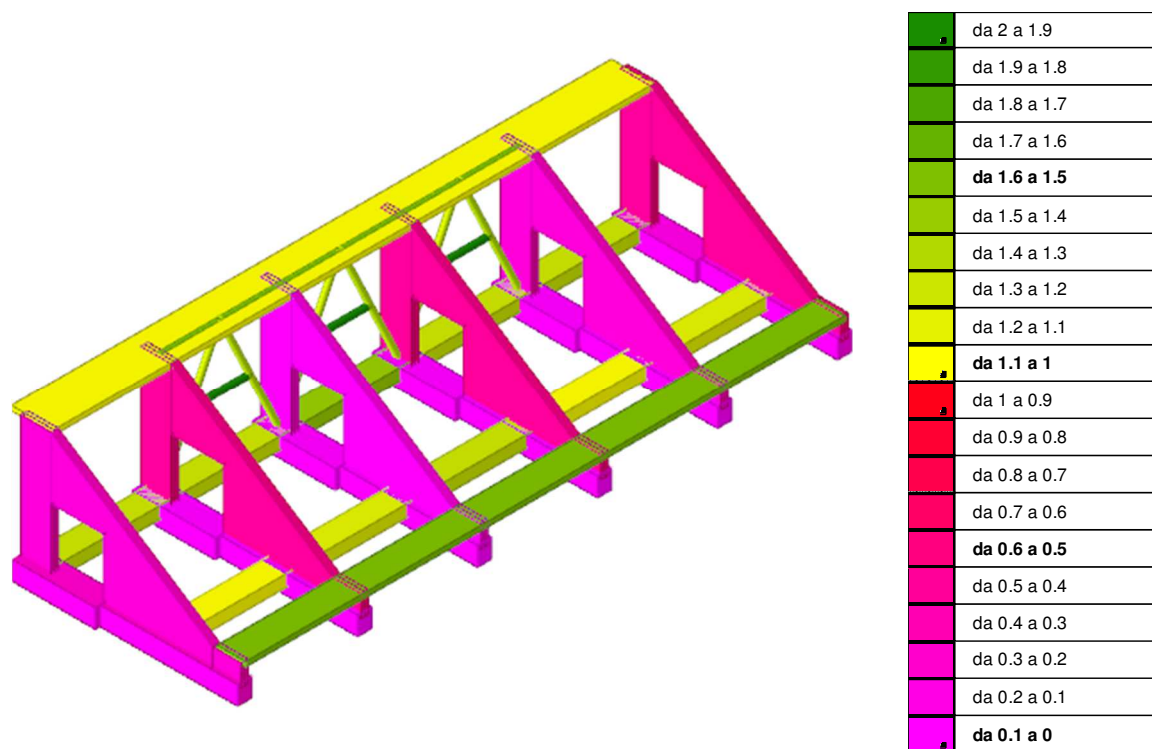


Figura 20: Sicurezza minima verifiche (Stato di Progetto)

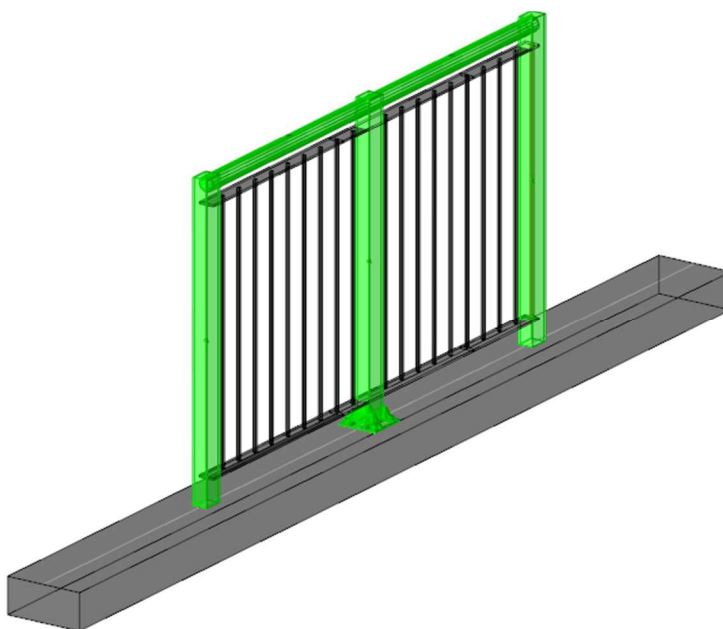
## 2.4. Descrizione dei parapetti in acciaio

Per il dimensionamento dei parapetti si è fatto inoltre riferimento al D.M. 236 del 14/06/1989, che prevede che “il parapetto che costituisce la difesa verso il vuoto deve avere un'altezza minima di 1,00 m ed essere inattraversabile da una sfera di diametro di cm 10”.

Nel caso specifico i parapetti saranno di altezza al corrimano pari a cm 120 e sono stati dimensionati per resistere a un'azione orizzontale pari a 3 kN/m (Cat. C5 Tab. 3.1.II) applicata alla quota del corrimano. Per i dettagli costruttivi e specifiche tecniche di produzione si rimanda alla Tav. 6.1 ST. La relazione di calcolo figura in allegato (All. 4).

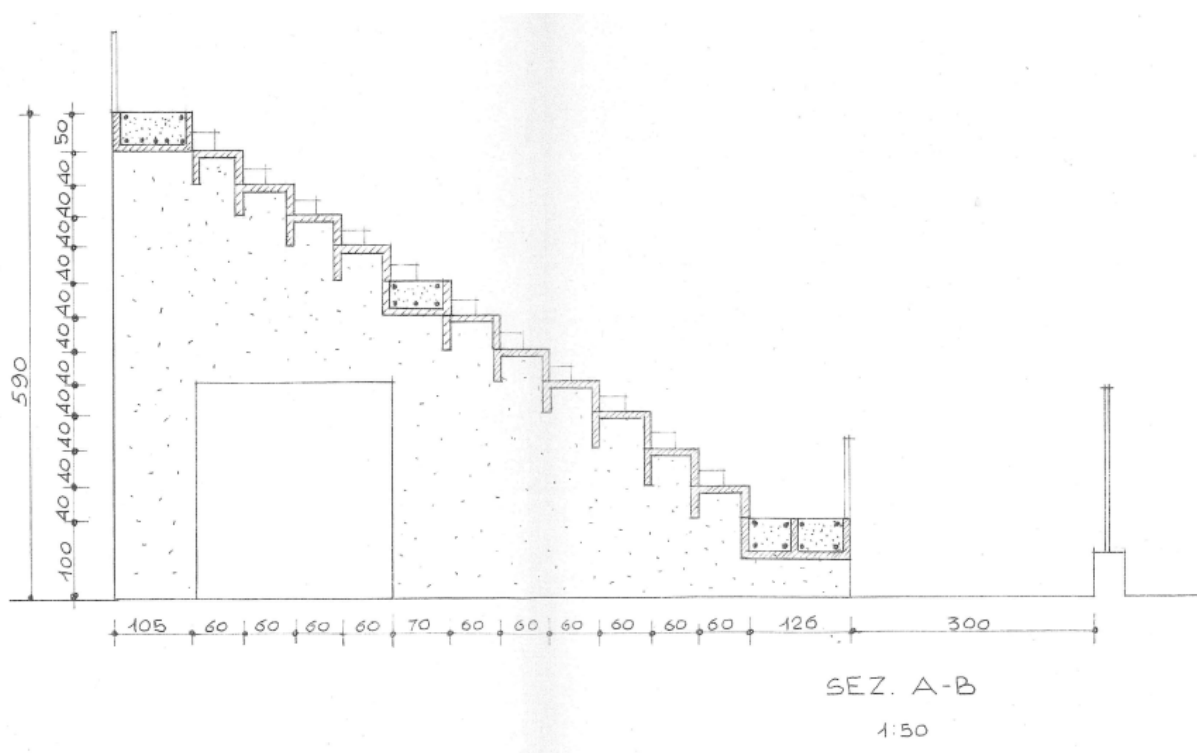
I parapetti saranno realizzati come segue:

- Montanti scatolari sez. 60x80x5 - Acciaio: S355,  $f_{yk} = 3550$  – interasse 110 cm;
- Corrimani tubolari diam. 60x5 - Acciaio: S355,  $f_{yk} = 3550$  –  $H=1,2$  m;
- Griglia costituita da ferri piatti 60x8 e montanti a sezione piena 10x10 - acciaio S235;
- Piastre di base di varie dimensioni, sp. 8 mm, acciaio S235;
- Fornita in pannelli saldati di larghezza massima pari a ml 4-5, zincati a caldo e fissati mediante Tirafondi costituiti da barre filettate in acciaio Inox  $\Phi 14$  o ancoranti meccanici  $\Phi 16$ ;



**Figura 21: schema strutturale con verifica del parapetto**

- La tribuna è stata realizzata nel 1981 nell'ambito del progetto di "Allargamento del campo da gioco e installazione di una tribuna allo stadio comunale di Borgo Metauro", per un importo complessivo di £ 345.000.000.
- Progettista delle strutture: Ing. Vittorio Luzi, Ingegnere Capo dell'Ufficio Tecnico del Comune di Fano.
- Impresa costruttrice: C.T. Costruzioni Immobiliari Srl di Fano.
- Contratto n° 30133 del 9/10/1981 approvato dal CO.RE.CO. al n° 43368 in data 27/10/1981 registrato a fano il 02/11/1981 al n. 2406 mod. I, Vol. 156 e Perizia di variante suppletiva del 16/12/1981.
- In data 17/09/1981, come da verbale di prova di carico, il Direttore dei lavori ha eseguito una prova di carico, con esito favorevole, su n° 3 gradoni con un sovraccarico di 600kg/mq, effettuato a mezzo di sacchi di cemento. In allegato alla prova di carico risulta la seguente sezione dalla quale si evincono le misure perfettamente corrispondenti alla realtà, e la presenza di n° 3 travi di collegamento gettate in opera.



- Collaudatore: Ing. Giorgio Sisa di Pesaro.
- Collaudo tecnico amministrativo del 7/5/1983.;

## 2.6. Descrizione delle modalità costruttive della Tribuna

La struttura portante della tribuna è costituita da:

- Fondazioni dirette di altezza pari a cm 80 e larghezza variabile da 60 a 100 cm;
- Setti in c.a. di spessore pari a cm 30;
- Gradoni realizzati fuori opera, appoggiati direttamente sui gradoni e solidarizzati mediante n° 3 travi longitudinali.
- Altezza pari a cm 590, larghezza pari a cm 950.

Seguono alcune foto delle fasi operative:



**Foto 4**



**Foto 5**



**Foto 6**



**Foto 7**



**Foto 8**



**Foto 9**



**Foto 10**



**Foto 11**



**Foto 12**



**Foto 13**



**Foto 14**



Foto 15



Foto 16

## 2.7. Campagna di indagini sperimentali

Per la determinazione delle proprietà dei materiali e per la caratterizzazione geotecnica e geofisica dei terreni è stata eseguita un'approfondita campagna di indagini strumentali.

Le indagini sui materiali sono state eseguite dalla ditta Labcontrols di Cesena come risulta da allegato rapporto di prova del 09/04/2020.

In particolare sono state eseguite le seguenti prove:

1. prelievo di carote di cls per la determinazione della resistenza a compressione;
2. verificare la profondità di carbonatazione del calcestruzzo;
3. prelievo di barre d'acciaio per la determinazione della resistenza a trazione;
4. valutare l'uniformità del calcestruzzo in sito mediante l'impiego dello sclerometro;
5. valutare l'uniformità del calcestruzzo in sito mediante il metodo ultrasonoro;
6. stimare la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo, mediante indagine combinata SONREB;
7. rilevare mediante profometro e saggio diretto la posizione delle barre d'armatura all'interno degli elementi strutturali.

#### Prova di compressione delle carote.

##### Esame visivo dei provini.

Provino [n.]	Condizione di umidità della superficie al momento della prova	Profondità di carbonatazione [cm]
C1 Setto	asciutta	4,5
C2 Setto	asciutta	5,0
C3 Architrave	asciutta	4,5
C4 Setto	asciutta	5,0
C5 Setto	asciutta	6,0
C6 Architrave	asciutta	6,5

##### Risultati prova di compressione (Data di prelievo: 09/04/2020, Data della prova: 10/04/2020).

Provino [n.]	Posizione in opera	Diametro D [mm]	Altezza H [mm]	Rapporto H/D	Area [mm <sup>2</sup> ]	Peso [g]	Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico di rottura [kN]	Resistenza a compressione della carota $f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C1	Setto n. 2	99,5	101,2	1,02	7772	1755	2231	205,8	26,5
C2	Setto n. 3	99,5	101,5	1,02	7772	1717	2177	171,7	22,1
C3	Architrave setto n. 4	99,5	101,0	1,02	7772	1701	2167	190,9	24,6
C4	Setto n. 5	99,5	101,7	1,02	7772	1740	2201	163,1	21,0
C5	Architrave setto n. 6	99,5	101,8	1,02	7772	1704	2154	157,1	20,2
C6	Setto n. 7	99,5	101,3	1,02	7772	1673	2125	128,9	16,6

#### Prova di trazione dell'acciaio.

##### Punto di prelievo dei campioni.

Sigla	Posizione in opera	Nota
F1	Setto n. 3	Barra ad aderenza migliorata
F2	Setto n. 4 (lato strada)	Barra ad aderenza migliorata
F3	Setto n. 4 (lato campo)	Barra ad aderenza migliorata

##### Trazione barre d'acciaio (Data di prelievo: 09/04/2020, Data della prova: 16/04/2020).

N.	Diametro reale [mm]	Sezione resistente [mm <sup>2</sup> ]	Allungamento a carico max $A_{gt}$ [%]	Tensione di snervamento $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rapporto $f_t/f_y$	Peso unitario [g/m]
F1	14,2	158,0	12,3	468,7	707,7	1,51	1240
F2	13,9	151,0	10,1	490,3	756,4	1,54	1185
F3	13,9	150,6	10,4	486,0	750,2	1,54	1183

**Risultati dell'indagine sclerometria.**

Punto e posizione elemento in prova	S1 Setto 3 (Lato strada)	S2 Setto 3 (Lato campo)	S3 Setto 4 (Lato strada)	S4 Setto 4 (Lato campo)	S5 Setto 7 (Lato campo)	S6 Setto 7 (Lato strada)
Distanza del punto di prova da terra o intradosso elemento [cm]	140	135	135	123	80	140
Angolo di inclinazione dello sclerometro rispetto alla orizzontale $\alpha$	0	0	0	0	0	0
Valore dell'indice del rimbalzo allo sclerometro IR	37	38	38	39	37	38
	42	40	40	41	38	37
	38	37	39	39	36	39
	37	41	37	39	38	40
	36	38	40	40	37	38
	37	37	40	38	38	38
	40	41	40	38	38	37
	37	38	38	40	39	39
	38	38	37	40	37	38
	38	39	38	40	36	37
	37	40	38	38	37	39
	39	40	38	39	38	38
Valore medio dell'indice del rimbalzo allo sclerometro $IR_m$	38	39	39	39	37	38

$\alpha$  = inclinazione dello sclerometro durante l'esecuzione della prova;

$IR_m$  = valore medio dell'indice di rimbalzo.

**Risultati dell'indagine con ultrasuoni.**

Punto e posizione elemento in prova	U1 Setto 3 (Lato strada)	U2 Setto 3 (Lato campo)	U3 Setto 4 (Lato strada)	U4 Setto 4 (Lato campo)	U5 Setto 7 (Lato campo)	U6 Setto 7 (Lato strada)
Distanza del punto di prova da terra o intradosso elemento [cm]	140	135	135	123	80	140
Distanza fra le due sonde [cm]	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
Tempo misurato [ $\mu$ s]	88	87	88	87	91	89
Velocità propagazione onde $V_p$ [m/s]	3409	3448	3409	3448	3297	3371

**Resistenza cubica a compressione stimata in sito con il metodo sclerometro-ultrasuoni [MPa].**

$$R_s = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot I_R^{1,058} \cdot V_p^{2,446}$$

Punto e posizione elemento in prova	SR1 Setto 3 (Lato strada)	SR2 Setto 3 (Lato campo)	SR3 Setto 4 (Lato strada)	SR4 Setto 4 (Lato campo)	SR5 Setto 7 (Lato strada)	SR6 Setto 7 (Lato campo)
$R_s$ [MPa]	24,6	26,0	25,0	26,2	22,3	24,1

In prima approssimazione si può assumere che la resistenza di un campione avente diametro compreso tra 100 e 150 mm, ottenuto per carotaggio, avente altezza eguale al diametro, sia la medesima di un equivalente provino cubico da 150 mm.

Premesso quanto sopra, a commento delle tabelle sopra riportate si osserva quanto segue.

- i valori di resistenza del calcestruzzo risultano essere mediamente buoni ad eccezione di un valore rilevato in un prelievo eseguito nel setto n° 7, comunque superiore a  $R_{ck} > 150$  Kg/cm<sup>2</sup>;
- I valori di resistenza del calcestruzzo desunti dalle prove SonReb sono in linea con i risultati ottenuti dalle prove a schiacciamento e confermano la bontà del materiale in termini di resistenza, soprattutto se si considera che si tratta di setti gettati in opera senza sistema di

controllo della qualità e dei dosaggi dei materiali.

- al solo fine di fornire un parametro di riferimento si osserva che i calcestruzzi con valori di  $R_{ck} < 150 \text{ Kg/cm}^2$  sono classificati come calcestruzzi non strutturali; il valore di resistenza del calcestruzzo minimo previsto da diverse normative è il seguente:
  - $R_{ck} > 150 \text{ Kg/cm}^2$  (D.M. 16.01.96);
  - $R_{ck} > 250 \text{ Kg/cm}^2$  (§7.4.2.1 - D.M. 17.01.2018);

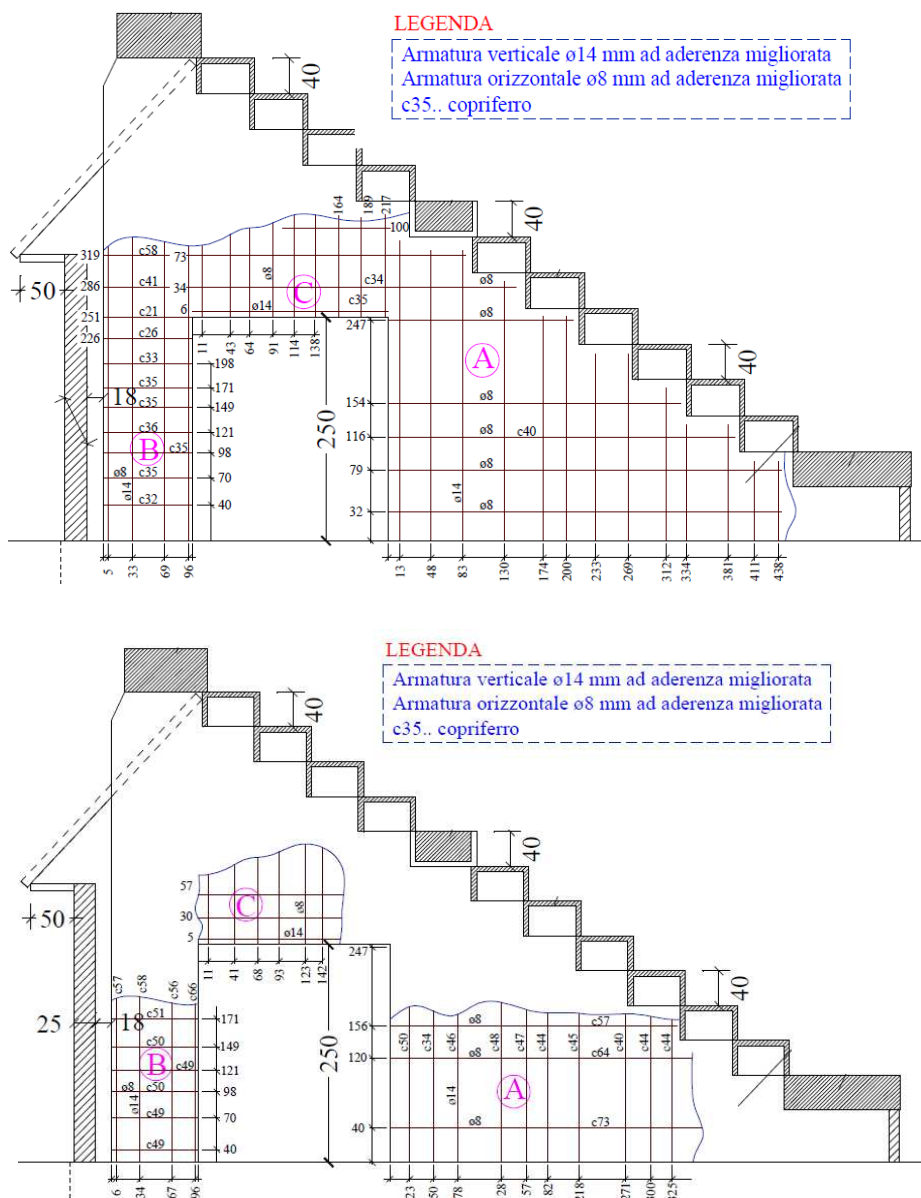


Figura 22 a,b: Rilevamento armature setti n° 3 e 4

## 2.8. Determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo e dell'acciaio

I risultati delle prove a compressione eseguite in laboratorio forniscono la resistenza a compressione della carota leggibile nella colonna  $f_{cc}$ . Attraverso la formula di conversione di cui al §11.2.10.1 ( $f_c = 0,83R_c$ ) è ottenibile la resistenza cubica del calcestruzzo. La resistenza cubica media è quindi pari a:

$$R_{cm} = \frac{\sum R_c}{np} = \frac{31.92 + 26.62 + 29.63 + 25.30 + 24.33 + 20.00}{6} = 26.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = 0,83R_{cm} = 21,82 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto riguarda l'acciaio da cemento armato, le barre prelevate sono state sottoposte a prova di trazione al fine di ottenere la tensione di snervamento  $f_y$  e la tensione di rottura  $f_t$ . Nella tabella sotto riportata sono riepilogati gli esiti delle prove eseguite, dai quali risulta che la resistenza a snervamento media risulta pari a

$$f_{ym} = \frac{\sum f_y}{np} = \frac{468.7 + 490.3 + 486.0}{3} = 481,66 \text{ N/mm}^2$$

mentre la resistenza a rottura media risulta pari a

$$f_{tm} = \frac{\sum f_t}{np} = \frac{707.7 + 756,4 + 750,2}{3} = 738.1 \text{ N/mm}^2$$

## 2.9. Livello di conoscenza e Fattore di confidenza

I dati acquisiti hanno permesso l'acquisizione di un **livello di conoscenza LC3** (§ 8.5.4). Tale livello di conoscenza consente di adottare un Fattore di Confidenza  $FC=1$ .

A tal fine si riporta il seguente estratto normativo: (§ C. 8.5.4): «Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.....».

Trattandosi di analisi lineare con fattore di struttura  $q$ , per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza  $FC$ , per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza  $FC$  sia per il coefficiente parziale  $\gamma_c$  (C8.7.2.2).

Applicando ai parametri di resistenza ora richiamati il fattore di confidenza pari a  $FC = 1,0$  corrispondente il livello di conoscenza raggiunto LC3, si ottengono i seguenti valori di resistenza meccanica di progetto dei materiali:

Calcestruzzo di travi e pilastri (C8.7.2.2).

- Res. Mecc. a compr. Di progetto meccanismi fragili:  $\frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} = 14,54 N/mm^2$
- Res. Mecc. a compr. di progetto meccanismi duttili:  $\frac{f_{cm}}{FC} = 21,82 N/mm^2$

Acciaio per barre di armatura (C8.7.2.2).

- Res. meccanica a snervamento meccanismi fragili:  $\frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_c} = 321,10 N/mm^2$
- Resistenza meccanica a rottura meccanismi fragili:  $\frac{f_{tm}}{FC \cdot \gamma_c} = 492,06 N/mm^2$
- Res. meccanica a snervamento meccanismi duttili:  $\frac{f_{ym}}{FC} = 481,66 N/mm^2$
- Resistenza meccanica a rottura meccanismi fragili:  $\frac{f_{tm}}{FC} = 738,1 N/mm^2$

## 2.10. Definizione di carichi superficiali e dei sovraccarichi

I gradoni allo stato di progetto hanno un peso per unità di superficie leggermente inferiore al peso degli stessi allo stato attuale. Di fatto, a seguito dell'intervento di sostituzione, non sia aggravio dei carichi applicati. I sovraccarichi applicati sono quelli relativi alla Cat. C5 (Tab. 3.1.II).

**Nome:** nome identificativo della definizione di carico.

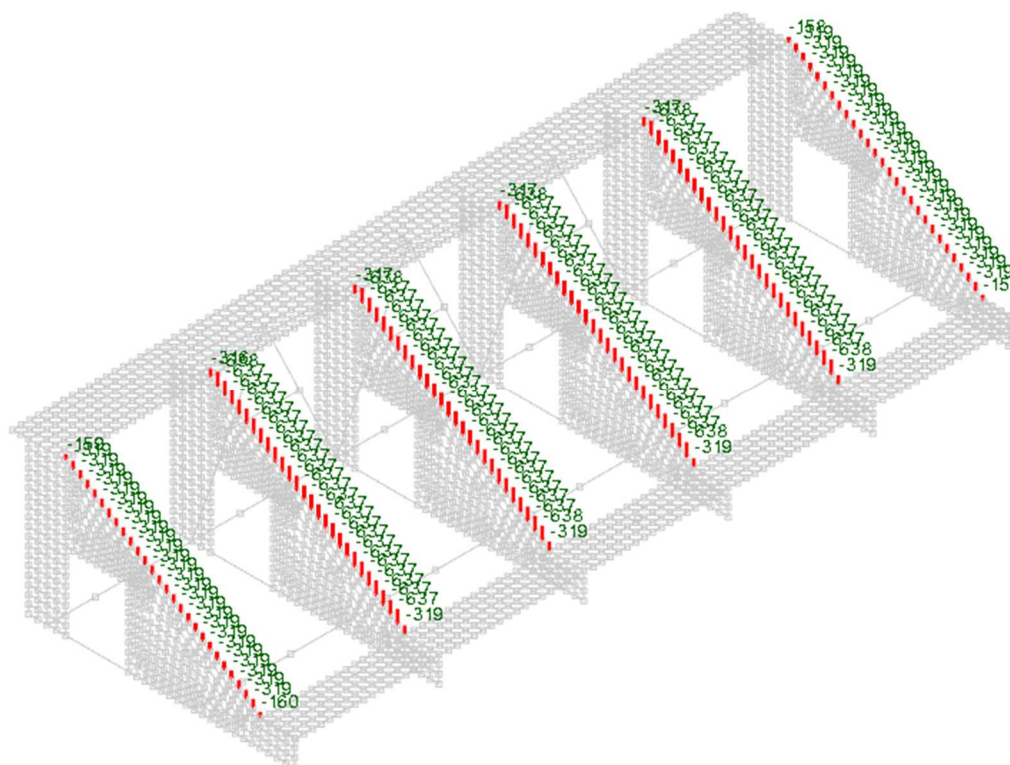
**Valori:** valori associati alle condizioni di carico.

**Descrizione:** nome assegnato alla condizione elementare.

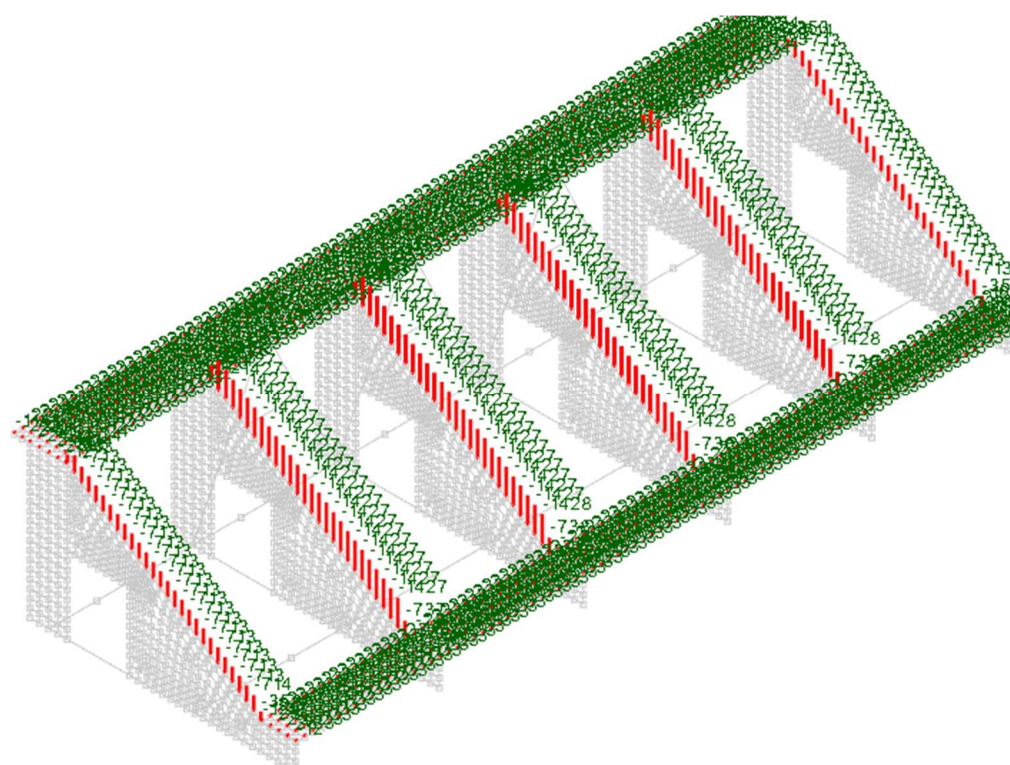
**Valore:** modulo del carico superficiale applicato.

**Applicazione:** modalità con cui il carico è applicato.

Nome	Descrizione	Valore qk [daN/m <sup>2</sup> ]	Valore Hk [daN/m]	Applicazione
Gradoni	Pesi strutturali	420	-	Verticale
	Permanenti portati	20	-	Verticale
	Variabile C5	500	-	Verticale
ripiani sup e inferiore	Pesi strutturali	In automatico	-	Verticale
	Permanenti portati	20	-	Verticale
	Variabile C5	500	-	Verticale
Parapetti	Variabile C5	-	300	Orizzontale H=1,2 m

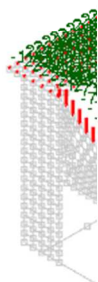


**Figura 23: Carichi in Condizione Pesi strutturali – Stato di Progetto**



Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C
4	SLE RA 4	1	1	1

**Figura 24: Carichi in Condizione SLE rara 4– Stato di Progetto**



Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C
8	SLU 8	1.3	1.5	1.5

Figura 25: Carichi in Condizione SLU 8 – Stato di Progetto

## 2.11. Materiali

Nelle verifiche di vulnerabilità sono state adottate le seguenti proprietà dei materiali.

### 2.11.1. Cemento armato

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Rck:** resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**v:** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**γ:** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**α:** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]

Descrizione	Rck	E	G	γ
C25/30 Nuove fondazioni	300	314472	Default (142941.64)	0.0025
Magrone Nuove fondazioni	1	206393	Default (93814.89)	0.0025
C18/22 LC3 Setti esistenti	219	263124	Default (119601.77)	0.0025

### 2.11.2. Armature esistenti

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**$f_{yk}$ :** resistenza caratteristica. [daN/cm<sup>2</sup>]

**$\sigma_{amm.}$ :** tensione ammissibile. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Tipo:** tipo di barra.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**$\gamma$ :** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**$\nu$ :** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**$\alpha$ :** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

**Livello di conoscenza:** indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	$f_{yk}$	$\sigma_{amm.}$	Tipo	E	$\gamma$	$\nu$	$\alpha$	Livello di conoscenza
FeB 44k LC3	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo per fondazioni LC3 (FC = 1) per setti

### 2.11.3. Proprietà acciaio profili HEA 160 – S275

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**E:** modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**G:** modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**$\nu$ :** coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**$\gamma$ :** peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**$\alpha$ :** coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	E	G	$\nu$	$\gamma$	$\alpha$
S275	2100000	Default (807692.31)	0.3	0.00785	0.000012

### 5.1.4.3 Proprietà acciai EC3

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** descrizione per norma.

**$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_y(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ :** resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

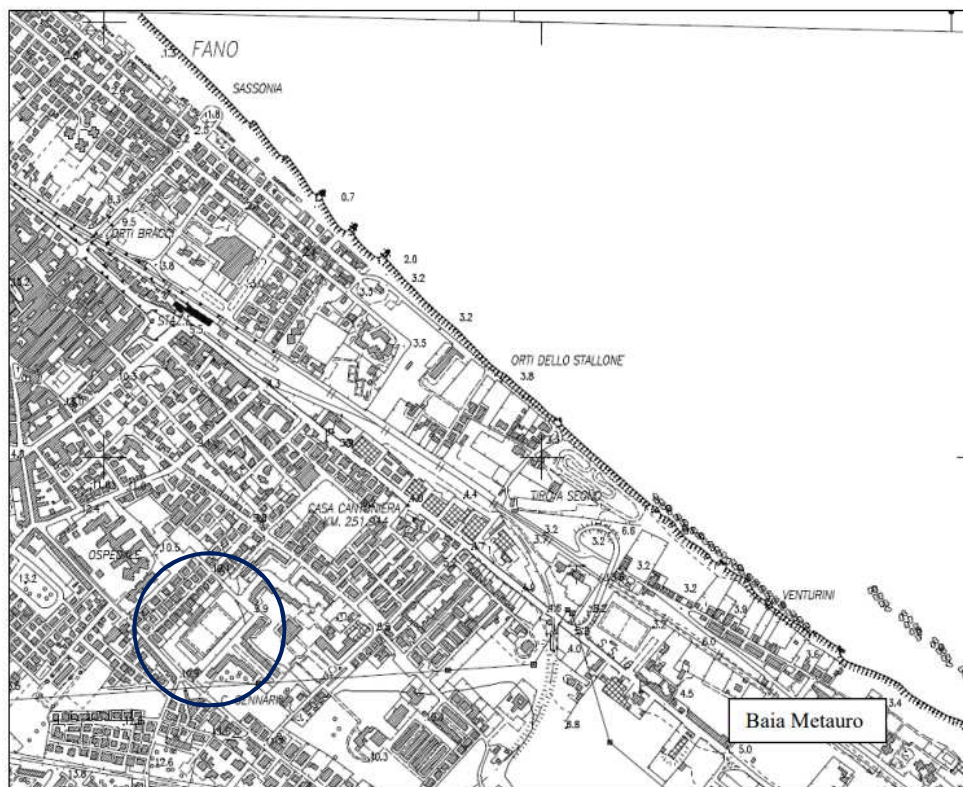
**$f_u(s > 40 \text{ mm})$ :** resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

Descrizione	Tipo	$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_y(s > 40 \text{ mm})$	$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$	$f_u(s > 40 \text{ mm})$
S275	S275	2750	2550	4300	4100

### 3. Indagini di caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica.

### 3.1. Inquadramento geologico

Le prove eseguite evidenziano la presenza di una copertura costituita per i primi 5 m da argille inorganiche e argille sabbioso-limose. Seguono depositi ghiaiosi il cui spessore si aggira attorno ai 10m, come valutabile dal profilo sismico Masw. Segue il substrato geologico riconducibile alle Argille Azzurre pleistoceniche. Dal punto di vista geologico l'area insiste su terreni quaternari di deposito continentale rappresentati da alluvioni terrazzate del III ordine del Fiume Metauro.



**Figura 26: carta tecnica regionale, sez. 269130**

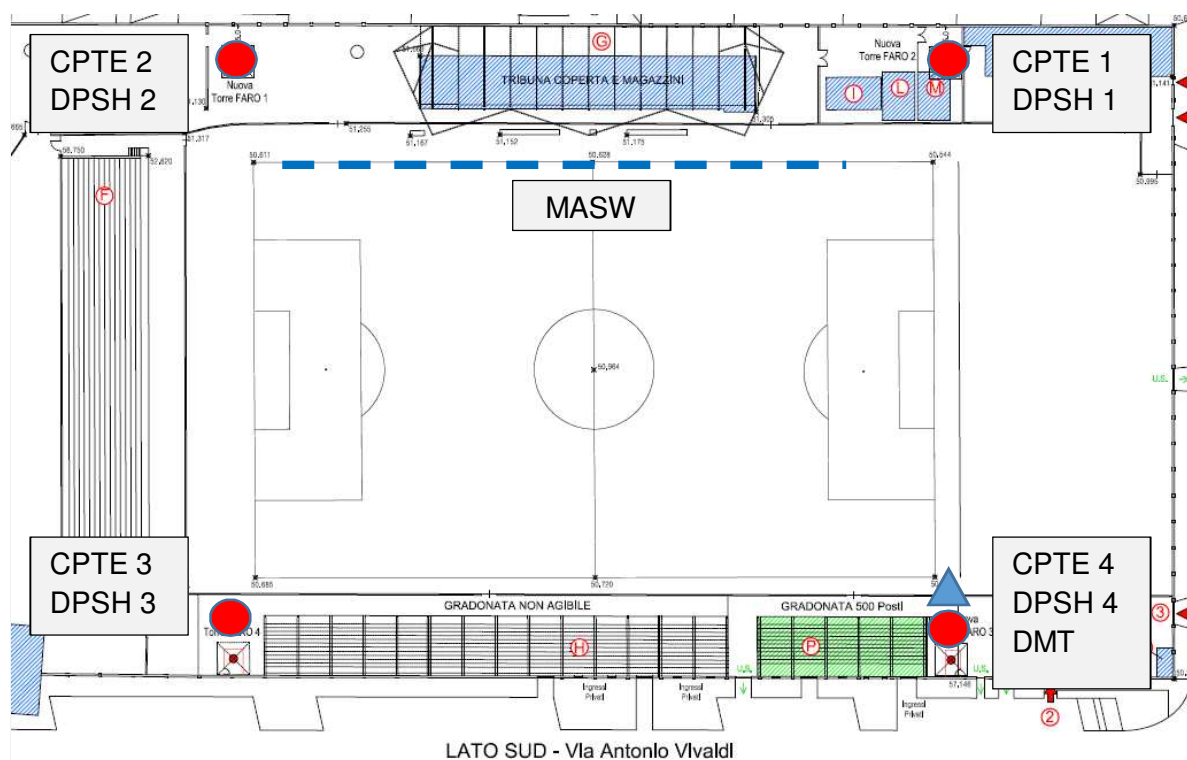
### 3.2. Indagini in sito e modello geotecnico

Per la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione sono state eseguite le seguenti prove geotecniche in sito:

- n. 4 prove CPTE
- n° 4 DPSH
- n° 1 prove DMT con dilatometro marchetti
- prova sismica Masw

Le prove CPTE e le prove DPSH sono state eseguite in corrispondenza di ciascun plinto di fondazione delle torri porta faro. La prova DMT è stata eseguita in prossimità della tribuna ospiti ed è principalmente finalizzata alla definizione dei moduli edometrici del terreno in sito. Relativamente alle fondazioni della tribuna si osserva che i cedimenti di consolidazione, sia a breve sia a lungo termine, sono da tempo ultimati e che in relazione al mantenimento degli stessi carichi di esercizio allo stato di progetto, non sono da attendere ulteriori cedimenti di assestamento.

Nell'ambito del presente studio per la ricostruzione della successione stratigrafica locale si è fatto riferimento anche ad indagini pregresse realizzate per la ristrutturazione della copertura della tribuna principale e messe a disposizione dalla Committenza. Trattasi di n° 2 prove CPT e n° 1 prova sismica passiva HVSR.



**Figura 27: ubicazione prove geotecniche in sito e sismiche**

Dall'osservazione dei tabulati delle prove geotecniche si osserva una certa omogeneità stratigrafica su tutta l'area. Nella prova CPTE 1 è stata rilevata la presenza di uno strato di essiccazione dovuto all'apparato radicale di un albero di notevoli dimensioni, vicino al punto di sondaggio. La presenza di un pozzo permette di verificare la presenza della falda freatica a circa 8 m dal p.c.

Lo schema che segue sintetizza i principali orizzonti stratigrafici desunti dalla campagna geognostica e i relativi parametri geotecnici.

MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI		
	SPESSORE	DESCRIZIONE
<b>STRATO 1</b>	Da p.c. a 4,6-4,8 m circa	Argille inorganiche mediamente compatte. In superficie, per uno spessore di circa 1 m, è presente una copertura vegetale con riporti di materiale inerte, terreno essiccato. $\phi' = 22^\circ$ $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$ $C_u = 30 \text{ Kpa}$ $E_{ed} = 5 \text{ Mpa}$ (zona influenza plinti torri) $E_{ed} = 10 \text{ Mpa}$ (zona influenza plinti torri) $K_0 = 1,1$ $OCR = 4$
<b>STRATO 2</b>	Da 4,6 fino a 20 m	Ghiaie addensate. Lo spessore dei depositi alluvionali dovrebbe aggirarsi sui 10m. Segue il substrato costituito da argille plioceniche. $\phi' = 38^\circ$ $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$ $E = 50-90 \text{ Mpa}$ $K_0 = 0,38$

**M:** Modulo edometrico (terreni sia coesivi che granulari)

**Cu:** Coesione non drenata (terreni coesivi)

**Ko:** Coefficiente di spinta a riposo (terreni coesivi)

**OCR:** Grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi)

**F:** Angolo di attrito (terreni incoerenti)

### 3.3. Categoria topografica.

Dal punto di vista geomorfologico si segnala che il fabbricato sorge in zona completamente pianeggiante; il sito ricade quindi nella prima **categoria T1** ai sensi della Tab. 3.2.III § 3.2.2 delle NTC2018.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
<b>T1</b>	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media <math>i &lt; 15^\circ</math></i>

Per la categoria T1 si ha un coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.0$ .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.3
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

### 3.4. Categoria di sottosuolo.

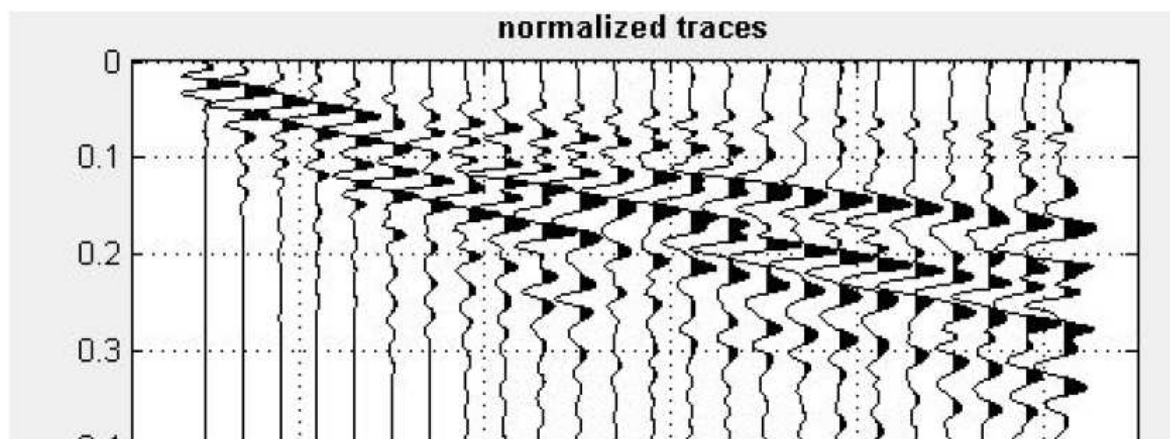
Con riferimento ai risultati delle indagini sismiche illustrati nella relazione geologica in cui risulta una  $V_{s,eq} = V_{s,30} = 342$  m/sec, si ricava una **categoria di sottosuolo C** ai sensi della tab.3.2. Il delle NTC 2018.

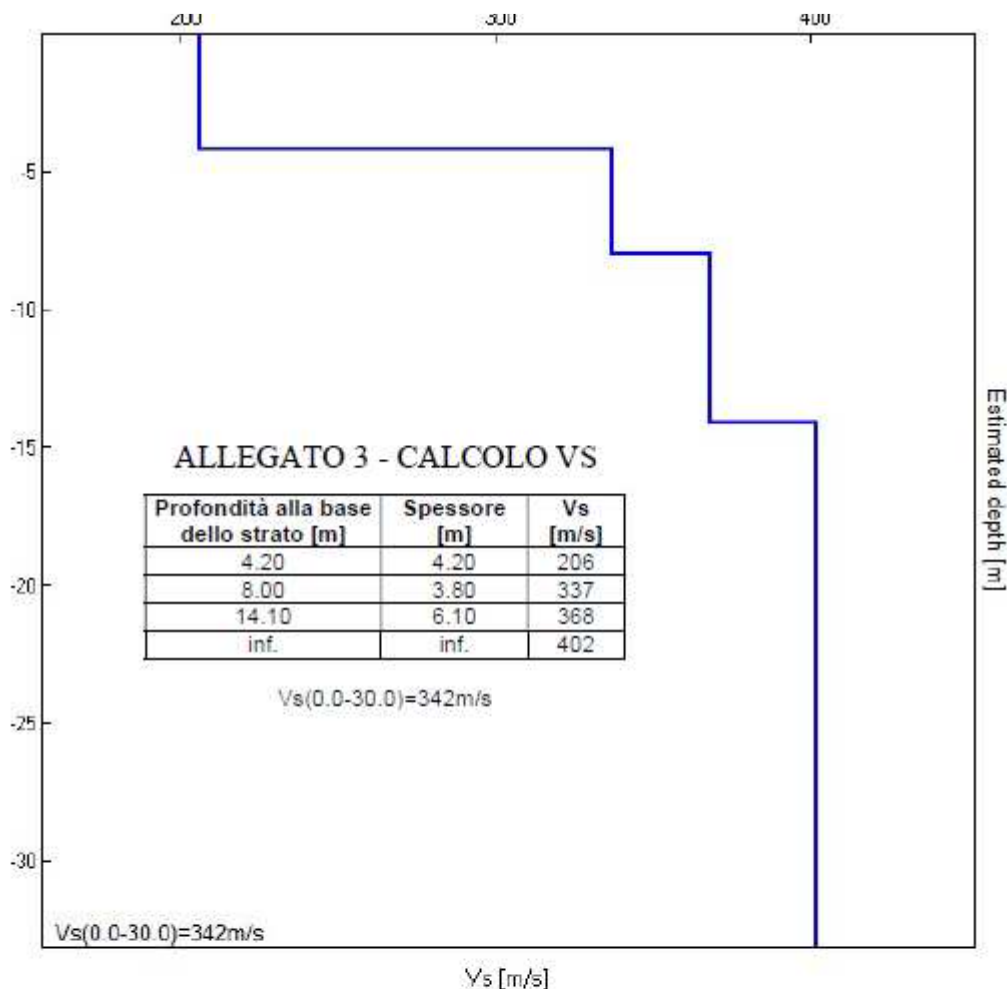
Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 28: categorie di sottosuolo

### Acquisizione delle onde





Profondità di calcolo	Vs30 m/sec.	Categoria di suolo
0,00-30,00mt.	342	C
1,00-31,00mt.	351	C
2,00-32,00mt.	361	B
3,00-33,00mt.	372	B
4,00-34,00mt.	383	B

### 3.5. Considerazioni su possibili fenomeni di liquefazione dei terreni.

In relazione alla tipologia prevalentemente coesiva dei terreni di copertura, cioè argille inorganiche e argille limoso-sabbiose, e ghiaie addensate, si ritiene che possano essere ragionevolmente esclusi possibili fenomeni di liquefazione.

#### 4. Preferenze di analisi: Vita nominale, Classe d'Uso e Periodo di riferimento, spettri

Trattandosi di costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi, il fabbricato in esame ricade in **Classe d'uso III** a cui il §2.4.3 delle NTC 2018 fa corrispondere un coefficiente d'uso  $C_u = 1,5$  (Tab. 2.4.II).

La vita nominale rientra nel periodo  $V_N \geq 50$  anni; pertanto il periodo di riferimento  $V_R$  sulla base del quale determinare le azioni sismiche di progetto risulta  $V_R \geq 75$  anni secondo la relazione 2.4.1 riportata al §2.4.3 delle NTC 2018.

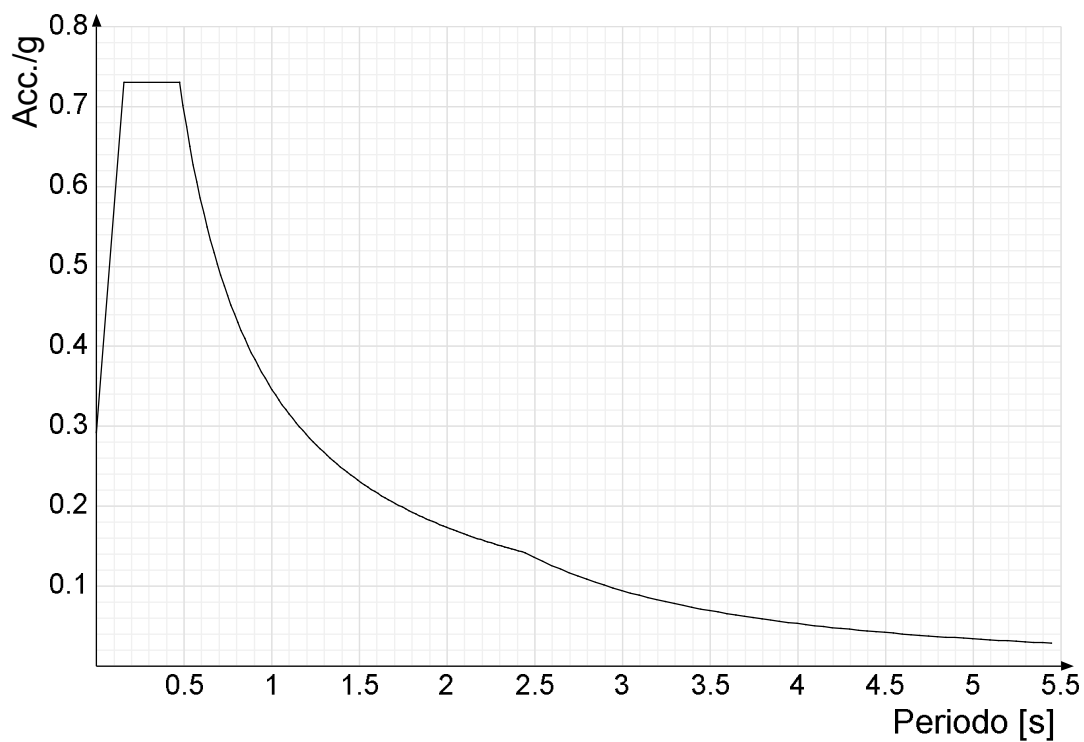
Di seguito sono riepilogate i principali parametri di analisi.

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
$V_N$	50	
Classe d'uso	III	
$V_R$	75	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Fano; Latitudine ED50 43,8213° (43° 49' 17"); Longitudine ED50 13,013° (13° 0' 47"); Altitudine s.l.m. 18,21 m.	
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Ss orizzontale SLO	1.5	
Tb orizzontale SLO	0.149	[s]
Tc orizzontale SLO	0.447	[s]
Td orizzontale SLO	1.833	[s]
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.149	[s]
Tc orizzontale SLD	0.447	[s]
Td orizzontale SLD	1.912	[s]
Ss orizzontale SLV	1.3831	
Tb orizzontale SLV	0.158	[s]
Tc orizzontale SLV	0.474	[s]
Td orizzontale SLV	2.445	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	45.16	

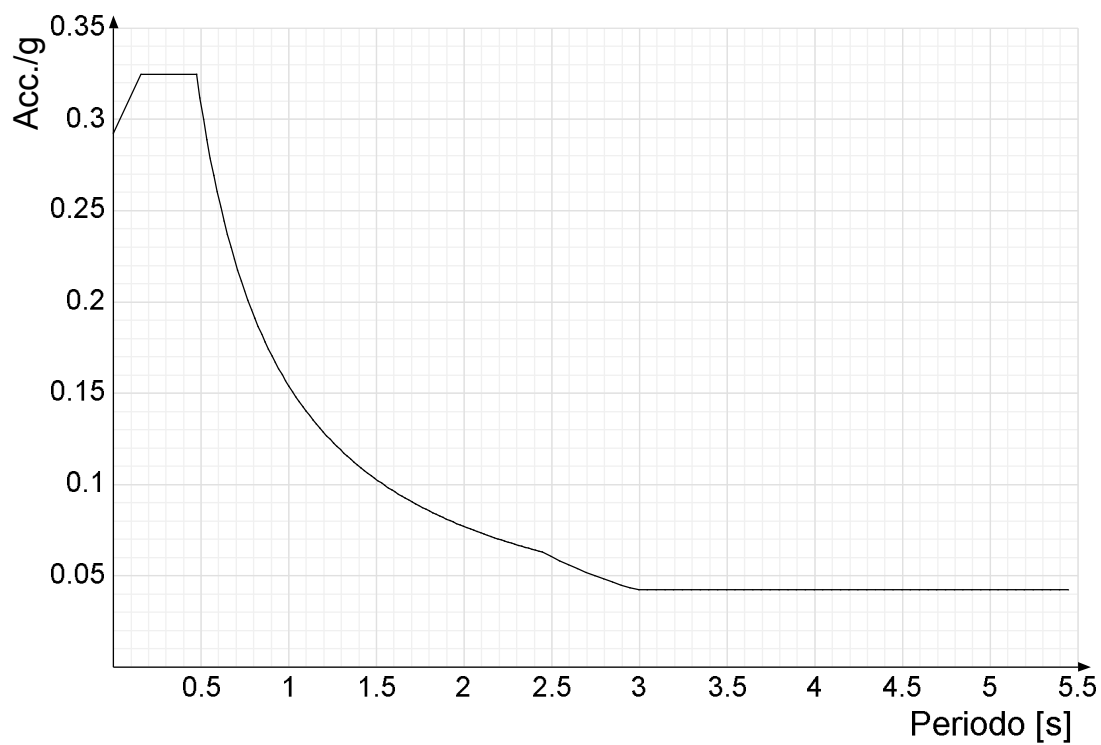
Ag/g SLO	0.0583	
Fo SLO	2.546	
Tc* SLO	0.28	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.078	
Fo SLD	2.487	
Tc* SLD	0.28	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.2113	
Fo SLV	2.499	
Tc* SLV	0.306	[s]

**Acc./g:** Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.  
**Periodo:** Periodo di vibrazione.

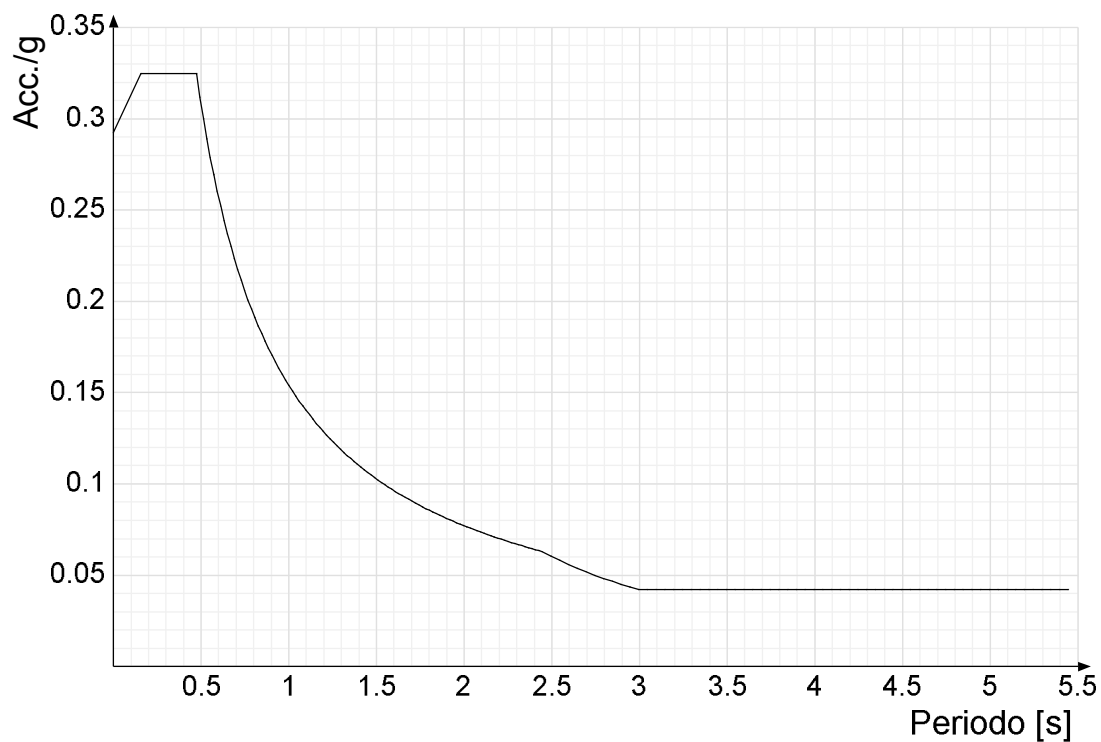
#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV



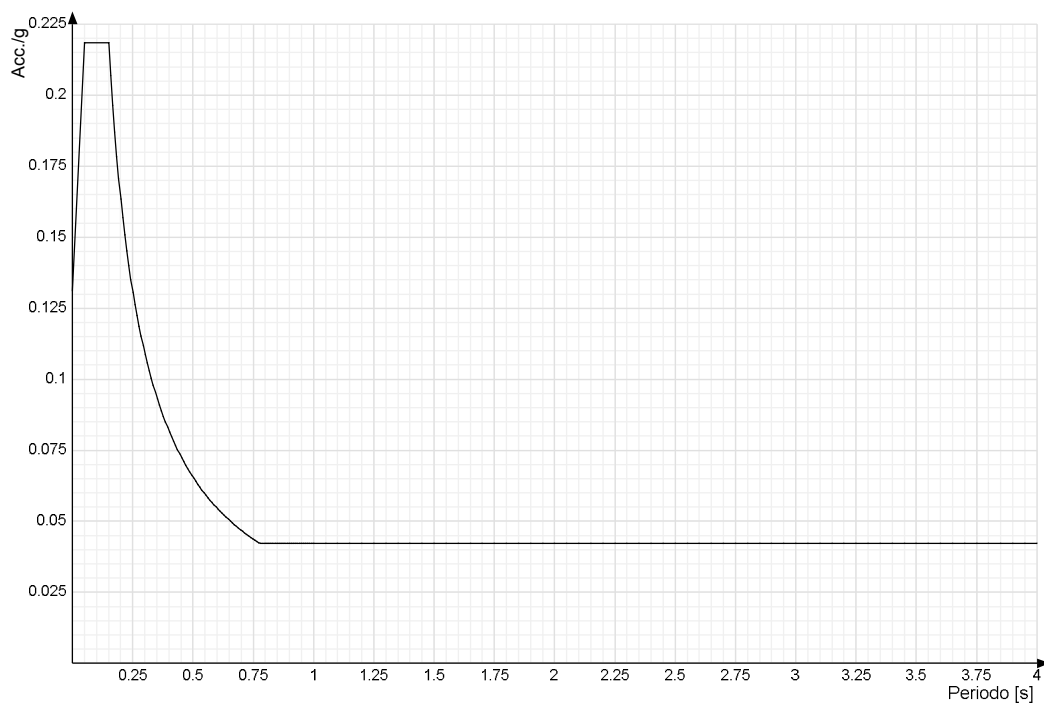
**Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV**



**Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV**



**Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV**



Urbino, li 22 maggio 2020

Il tecnico incaricato

**Ing. Geol. Diego Talozzi**

