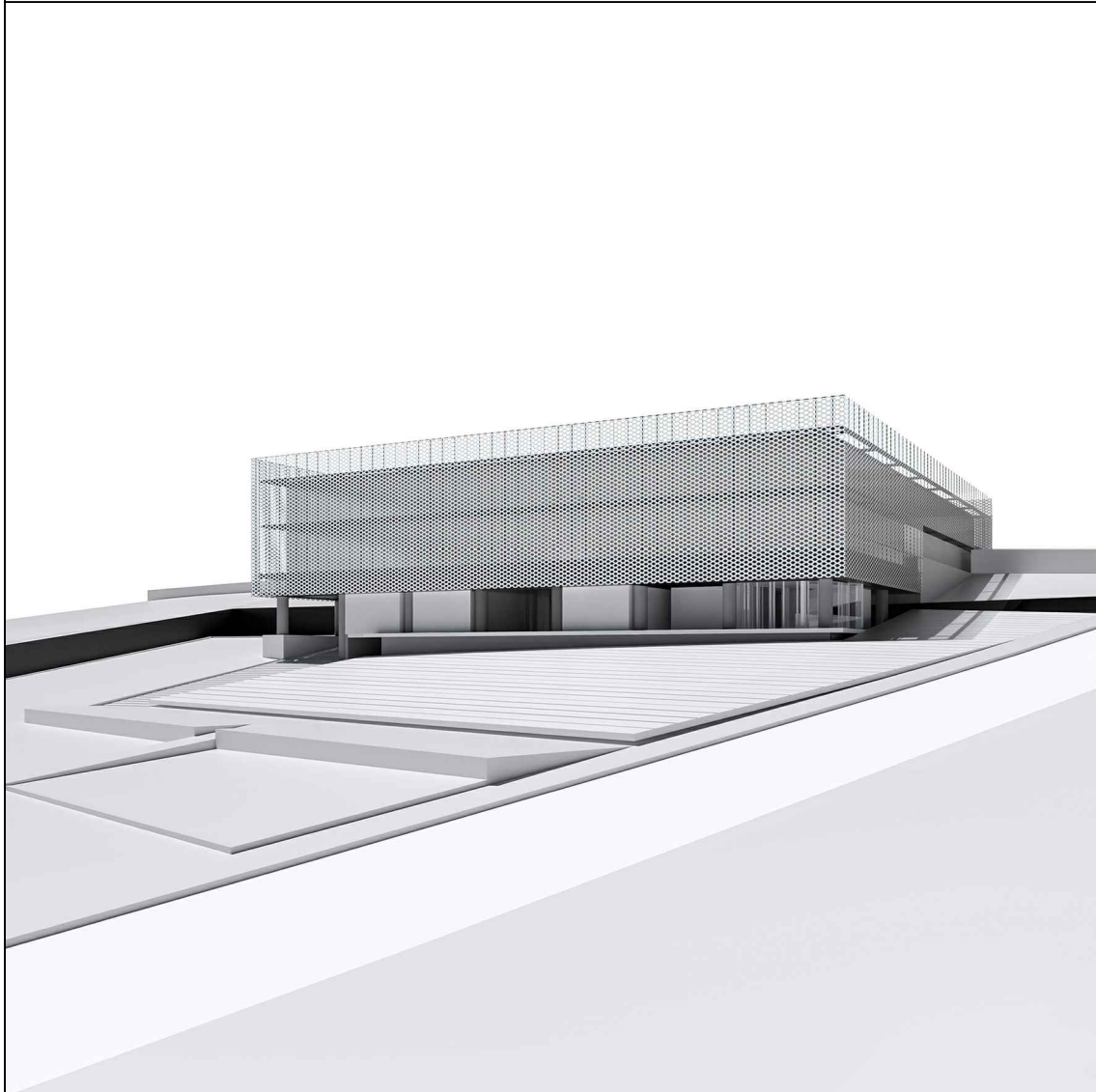


Comune di Camerino
CRU_CENTRO RICERCA UNIVERSITARIA
Ordinanza del Capo Dipartimento della Protezione Civile n.489 / 2017 art.6

PROGETTO ESECUTIVO



UNIVERSITA' DI CAMERINO
SAAD

Scuola di Ateneo
Architettura e Design "E. Vittoria"

Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Gian Luca Marucci

Coordinamento Progetto:
prof. Luigi Coccia
prof. Graziano Leoni

Progettazione Architettonica:
prof. Luigi Coccia
prof. Marco D'Annunziis

Progettazione Strutturale:
prof. Andrea Dall'Asta
ing. Stefano Pasquini

Progettazione Impiantistica:
ing. Matteo Massaccesi

Monitoraggio e sensoristica
Prof. Alessandro Zona

Consulenza Geologica:
dott. Giuseppe Capponi

Consulenza Geotecnica:
ing. Michele Morici

Progettazione del verde:
arch. Sara Cipolletti
arch. Alessandro Gabbianelli

Collaboratori:
arch. Alessandro Caioni
dott. Jacopo Di Antonio
ing. Laura Gioiella
ing. Fabio Micozzi
arch. Fabio Scarpecci

ELABORATO:
D R 0 3 a

relazione generale strutture

15.12.2018

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 1 di 29

SOMMARIO	1
1 INTRODUZIONE	2
1.1 <i>Oggetto</i>	2
1.1 <i>Concezione strutturale</i>	3
1.2 <i>Materiali e componenti strutturali</i>	6
1.3 <i>Riferimenti normativi</i>	6
2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE	8
2.1 <i>Descrizione delle fondazioni e della sottostruttura</i>	8
2.2 <i>Descrizione del sistema di isolamento</i>	11
2.3 <i>Descrizione della sovrastruttura</i>	12
3 AZIONI DI PROGETTO	17
3.1 <i>Pesi propri strutturali – valori caratteristici G_1</i>	17
3.2 <i>Carichi permanenti – valori caratteristici G_{1k} G_{2k}</i>	17
3.3 <i>Azioni variabili</i>	20
3.4 <i>Azioni sismiche</i>	22
4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	27
4.1 <i>Calcolo delle sollecitazioni</i>	27
4.2 <i>Verifiche di sicurezza</i>	27
4.3 <i>Combinazioni delle azioni</i>	28
4.3.1 <i>Combinazioni di carico allo SLU</i>	28
4.3.2 <i>Combinazioni di carico allo SLE</i>	28
4.3.3 <i>Combinazioni sismiche</i>	29

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 2 di 29

1 INTRODUZIONE

1.1 Oggetto

La presente relazione riguarda il sistema strutturale del nuovo Centro Ricerca Universitaria (CRU) dell'Università di Camerino, che verrà edificato in prossimità di Via Madonna delle Carceri a Camerino e di cui si riporta in Figura 1 la planimetria architettonica di quota +0.00 m.

Sono raccolte in questa relazione le informazioni di carattere generale relative ai criteri di progettazione, alla determinazione dei carichi di progetto e alle modalità di valutazione della sicurezza.

Le analisi di dettaglio e le verifiche strutturali dei singoli componenti sono raccolte in due relazioni separate, la prima relativa alle sotto-strutture, intese come l'insieme degli elementi direttamente collegati a terra, e la seconda relativa alle sovra-strutture, intese come gli elementi separati dai precedenti e sostenuti da isolatori e dispositivi di appoggio.

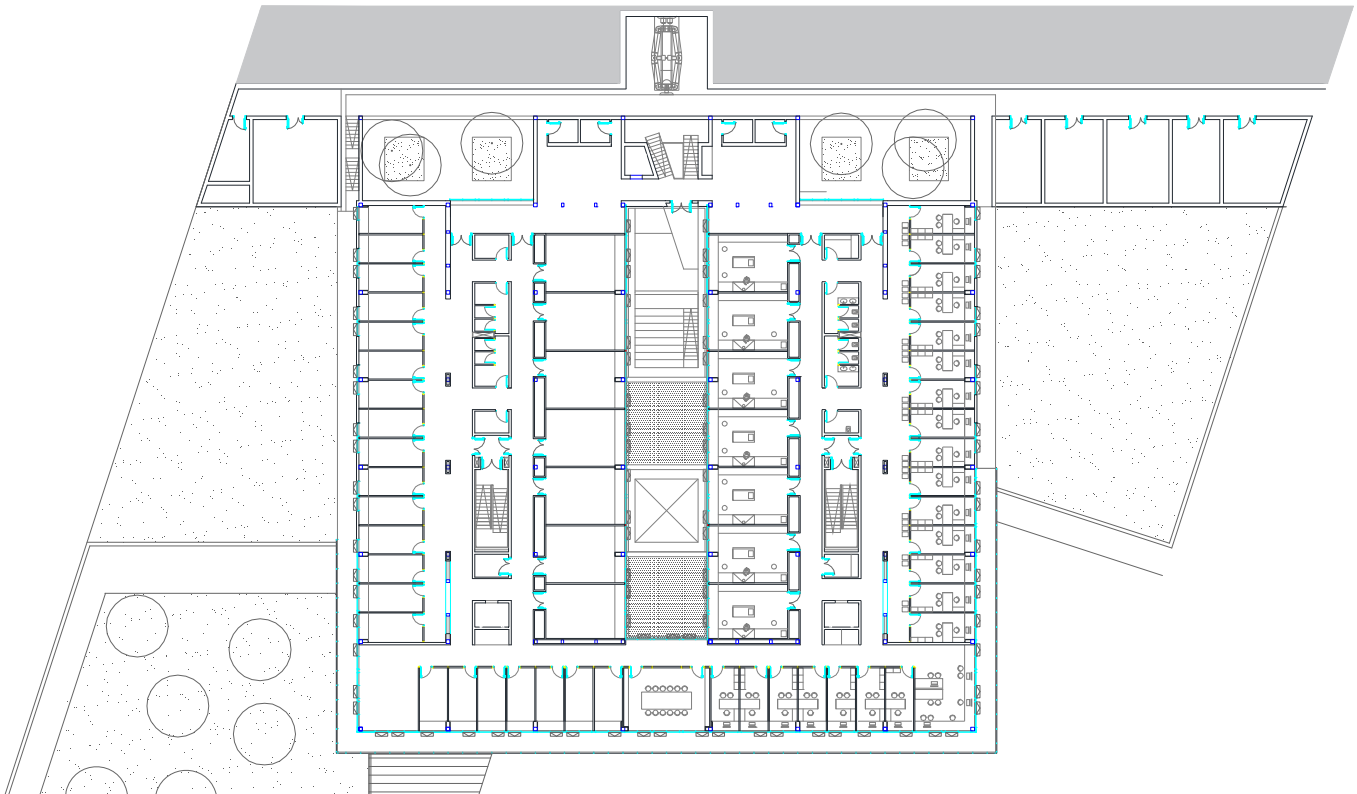


Figura 1 Planimetria architettonica di quota +0.00 m del CRU

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 3 di 29

1.2 Concezione strutturale

Organizzazione del sistema strutturale

Il sistema strutturale è stato concepito tenendo conto delle caratteristiche di temporaneità dell'intervento, studiando una soluzione progettuale che privilegiasse la velocità di esecuzione, sia per quanto riguarda le lavorazioni preliminari, sia per quanto riguarda l'assemblaggio in cantiere, cercando di perseguire anche l'obiettivo di uno smantellamento in tempi contenuti. E' altresì evidente che la ricerca di tale soluzione si è dovuta confrontare con la morfologia complessa dell'area e non ha potuto derogare sulle questioni relative alla sicurezza e al particolare rischio sismico legato alla destinazione d'uso.

La stratigrafia presenta terreni particolarmente deformabili nella parte superiore, con spessori variabili e generalmente crescenti verso valle. Gli strati presenti in profondità possiedono buone caratteristiche di rigidità e resistenza.

Le fondazioni e la parte inferiore dell'edificio sono state studiate in modo da ridurre l'impatto sul versante che presenta pendenza piuttosto elevata. Il sistema si articola in gradoni e sarà realizzato in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

Il sistema a gradoni e le relative quote di intradosso sono state studiate in modo da evitare l'incisione della formazione ed evitare riporti di terreno in corrispondenza delle zone di trasferimento di carico tra costruzione e terreno. In ogni caso, le caratteristiche superficiali del terreno e la variabilità degli spessori deformabili hanno suggerito l'adozione di un sistema di fondazioni profonde con pali di diametro 800mm e lunghezze variabili in relazione alle sollecitazioni e alla stratigrafia.

La parte superiore della costruzione è in acciaio e si sviluppa su un sistema modulare di dimensione 7.2mx7.2m per un totale di 7 moduli lungo ogni direzione, più uno sbalzo lungo tutto il perimetro di luce teorica di 1.9 m. La scelta di utilizzare elementi ripetuti in acciaio con dimensioni e sistemi di collegamento ottimizzati sulla base del modulo determinano una significativa economia di materiale e una rilevante riduzione dei tempi di costruzione.

In Figura 2 è riportata una sezione longitudinale tipo del fabbricato.

Robustezza

Nel caso di azioni orizzontali eccezionali, conseguenze sproporzionate sono limitate dalle caratteristiche di duttilità dei controventi, ottenute mediante sovra-resistenza dei collegamenti e limitazione della snellezza dei diagonali. Questo comportamento dissipativo entra in gioco solo nel caso di spostamenti orizzontali estremi per i quali è previsto un incremento di rigidità della risposta degli isolatori (ramo incedente) o la chiusura dei giunti lato monte. La robustezza nei confronti dei carichi verticali è affidata al sistema solaio rigido-armature continue nella soletta.

Durabilità

La durabilità è affidata al sistema protettivo degli elementi metallici, differenziato in base all'esposizione, e alla classe del calcestruzzo. Oltre al piano di manutenzione, il sistema di monitoraggio continuo previsto nel progetto contribuisce ad avere un controllo più efficace di eventuali forme di degrado e assicura interventi tempestivi di ripristino.

Sicurezza antincendio

Le parti vulnerabili, costituite principalmente dalla carpenteria metallica, saranno generalmente contenute all'interno di involucri protettivi integrati nelle pareti verticali (pilastri) e controsoffitti (travi e solai). Si rimanda alla relazione specifica per il dimensionamento dei sistemi di protezione

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 4 di 29

in relazione al carico di incendio.

La struttura è progettata per un vita utile ordinaria $V_n=50$ anni.

Sicurezza sismica

La ricerca di una soluzione strutturale efficace per la progettazione sismica della costruzione richiede un'analisi attenta di alcuni aspetti specifici legati sia alle caratteristiche di pericolosità dell'area, sia alle caratteristiche di esposizione al rischio dell'edificio.

La costruzione si trova in una zona geografica caratterizzata da un'elevata pericolosità, come del resto evidenziato dalle conseguenze del recente terremoto del 2016, e la situazione specifica del sito è aggravata dalla morfologia del terreno, con pendenza intorno al 20%, oltre che dalla presenza di strati superficiali deformabili, che determinano una classificazione B del terreno ($V_{s30}=400-430\text{m/s}$) e presentano un'amplificazione del segnale nel campo 2-6Hz. Rimandando alla relazione sulle strutture e alla relazione geofisica per quanto riguarda i dettagli, è evidente che l'azione sismica di riferimento per il progetto possiede un'elevata intensità e risulterebbe particolarmente impegnativa nel caso di costruzioni rigide.

Per quanto riguarda l'esposizione al rischio, l'edificio è destinato ad uno uso pubblico con possibilità di grandi affollamenti e può essere ricondotto alle caratteristiche d'uso di una scuola. Risulterebbe comunque uno dei pochi edifici pubblici di Camerino con elevate caratteristiche di resistenza sismica e può risultare strategico nell'organizzazione delle operazioni di protezione civile durante un futuro evento sismico. Si è conseguentemente prevista una progettazione in classe d'uso $C_u=IV$, adottando le relative azioni di progetto richieste dalle norme.

Si osserva inoltre che la destinazione d'uso presenta caratteristiche di potenziale rischio elevato a causa delle attività che si svolgeranno nei laboratori di chimica e fisica, dove è previsto l'uso di sostanze e impianti pericolosi e dove verranno sistemate strumentazioni di elevato costo, sensibili alle accelerazioni assolute.

Il quadro generale di elevate azioni di progetto e di sensibilità alle accelerazioni assolute ha indirizzato la progettazione verso una soluzione con isolamento sismico alla base, adottando un periodo di isolamento sufficientemente lungo e caratteristiche di smorzamento adeguate. La necessità di operare un controllo delle accelerazioni anche nel caso di terremoti di modesta intensità ha inoltre guidato la scelta verso dispositivi di tipo elastomerici, capaci di assicurare una deformabilità omogenea a diversi livelli di intensità delle azioni in ingresso.

In base alle caratteristiche del pendio e alle conseguenti caratteristiche morfologiche dell'edificio, si è scelto di introdurre un piano di isolamento a quota costante, lasciando connessa a terra la parte semi-interrata, dove non si dispongono destinazioni d'uso vulnerabili.

La soluzione finale prevede l'utilizzo di un sistema di isolamento ibrido con isolatori in gomma ad alto smorzamento, disposti sul perimetro al fine di incrementare la rigidezza torsionale, e appoggi scorrevoli nella parte centrale, a sostegno dei carichi verticali più elevati. Il periodo finale di isolamento, in condizioni di Stato Limite di Collasso, è pari a circa 3.5s e lo smorzamento equivalente del sistema è intorno a 10%-11%.

Nella parte a monte, in corrispondenza della strada, sono stati disposti giunti in grado di assorbire gli spostamenti di progetto, pari a circa 350mm, in due diverse tipologie. Nelle zone di entrata sono stati messi giunti a pavimento ad alte prestazioni che possono assorbire senza danneggiamento l'intero spostamento anche in condizioni estreme. Nelle altre zone sono previsti invece giunti standard, il cui funzionamento è sempre garantito per lo spostamento di progetto ma con il danneggiamento degli inserti in gomma oltre una certa soglia. Analoghe precauzioni sono state adottate per quanto riguarda gli aspetti impiantistici, che devono assorbire l'intero

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 5 di 29

spostamento di progetto senza danneggiamento

Le analisi strutturali e le scelte adottate per i sistemi di completamento dell'edificio dovrebbero assicurare l'assenza di danneggiamento significativo di ogni parte per le accelerazioni di progetto previste per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e permettono l'operatività della costruzione anche immediatamente dopo il verificarsi di una scossa di intensità elevata.

Prove speciali e controlli durante l'esecuzione

Con l'obiettivo di superare le incertezze relative alla risposta sismica della costruzione nel caso di terremoti di elevata intensità, si è prevista una serie di prove in grado di fornire informazioni significative sul comportamento dell'edificio in condizioni estreme.

Tale obiettivo deve essere deciso in fase progettuale perché richiede la predisposizione di dettagli strutturali e sistemi di contrasto che non possono essere introdotti nella fase realizzativa, se non affrontando costi elevati e rallentamento dei lavori.

Nello specifico, il programma di prove speciali comprende prove di monitoraggio degli stati di tensione all'interno dei pali di fondazione, prove di identificazione dinamica a basso livello di energia e una prova di spinta e rilascio della parte al di sopra del piano di isolamento con livelli di spostamento simili a quelli di progetto.

Per quanto riguarda le prove di identificazione dinamica, verrà effettuata una prima prova durante la costruzione, una volta ultimata la parte strutturale. Lo scopo della prova è quello di identificare le effettive caratteristiche complessive di rigidezza e massa del sistema struttura-isolamento, valutare a posteriori l'affidabilità dei modelli previsionali adottati in fase progettuale e valutare l'efficacia del posizionamento dei sensori previsti per il sistema di monitoraggio descritto successivamente. Se necessario, si provvederà ad una revisione dei modelli e del posizionamento dei sensori. La seconda prova dinamica verrà realizzata una volta completata la costruzione e servirà a caratterizzare l'effettiva risposta sismica e il contributo di rigidezza e massa fornito dall'insieme degli elementi non strutturali. Le misurazioni della seconda prova verranno effettuate utilizzando il sistema di monitoraggio permanente. Le prove si basano sulla risposta alle vibrazioni ambientali e forniranno informazioni sul comportamento in esercizio.

Il quadro conoscitivo restituito dalle prove dinamiche è completo, nel senso che fornisce informazioni sulla risposta a qualunque input, ma è limitato alla caratterizzazione a bassi livelli di energia. La conoscenza della risposta in situazioni simili a quelle che si possono manifestare nel caso di evento sismico disastroso è affidata alla prova di spinta. L'edificio verrà messo in carico spostando la parte superiore e si osserverà la risposta dinamica conseguente ad un rilascio improvviso. La prova verrà effettuata sulla costruzione completa e servirà per avere conferma delle previsioni sviluppate in fase progettuale sulla risposta dell'edificio nel caso di azioni sismiche a diversi livelli di intensità. La prova dovrà essere effettuata prima del montaggio dei giunti e non dovranno essere presenti, temporanei o definitivi, che possano interferire con il movimento della costruzione.

Il sistema di spinta verrà alloggiato in una nicchia all'interno della parete lato monte e permetterà la realizzazione della prova in sicurezza, utilizzando l'opera di sostegno come struttura di contrasto. Al di sopra della nicchia sarà disposto una piastra ortotropa rimovibile e carrabile che ne consentirà l'uso e la manutenzione; il sistema potrà essere utilizzato per verifiche successive della funzionalità dell'insieme, utile per un controllo delle prestazioni nel caso di sostituzioni di dispositivi o modifiche di massa o rigidezza legate a variazioni della destinazione d'uso.

Durante l'esecuzione verranno inoltre strumentati 3 pali, sui quali verranno disposti estensimetri sull'altezza in modo da verificare l'effettiva distribuzione di tensione sulla lunghezza e le modalità di trasferimento del carico al terreno. Le misure verranno ripetute in fasi intermedie durante la

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 6 di 29

costruzione. Gli stessi pali verranno inoltre predisposti per il controllo di integrità sulla lunghezza mediante prova cross-hole.

Il quadro delle prove sarà completato dalle indagini previste dalle norme e integrato in base alle richieste della direzione lavori e del collaudatore.

Ulteriori dettagli sono riportati sulla relazione tecnica specifica.

1.3 Materiali e componenti strutturali

Le fondazioni, le parti parzialmente interrato e le opere di contenimento verranno realizzate in conglomerato cementizio, classe C25/30; mentre la struttura principale comprendente pilastri, capitelli travi in elevazione e getti integrativi in C28/35. Per le parti di getto soggette all'aggressione da agenti atmosferici (sbalzi esterni e boggioni di appoggio della piastra ortotropa, classe di esposizione XC4) infine è previsto C32/40. Le membrature saranno armate con barre B450C. Le strutture principali dei piani superiori saranno realizzate in carpenteria metallica, utilizzando acciaio S355. Il progetto prevede lavorazioni di saldatura da effettuare in officina e i collegamenti da realizzare in cantiere saranno a secco (per maggiori informazioni si vedano la tavola materiali D200 e la relazione sui materiali DR02).

Le fondazioni saranno di tipo profondo, con pali di diametro 800mm, di lunghezza variabile. Il piano fondale comprende plinti di fondazione e travi di collegamento, sempre in c.a. gettato in opera. Le caratteristiche superficiali del terreno e la variabilità degli spessori deformabili hanno suggerito l'adozione di un sistema di fondazioni profonde con pali di diametro 800 mm e lunghezze variabili in relazione alle sollecitazioni e alla stratigrafia.

I solai della parte in c.a. saranno realizzati mediante predalle prefabbricate di spessore 5cm e il solaio complessivo presenterà uno spessore totale di 30 cm e verrà completato in opera con l'inserimento di elementi di alleggerimento di spessore 20cm.

I solai dei livelli superiore presenteranno struttura mista e saranno costituiti da una parte inferiore in lamiera grecata collaborante e getto integrativo in calcestruzzo strutturale.

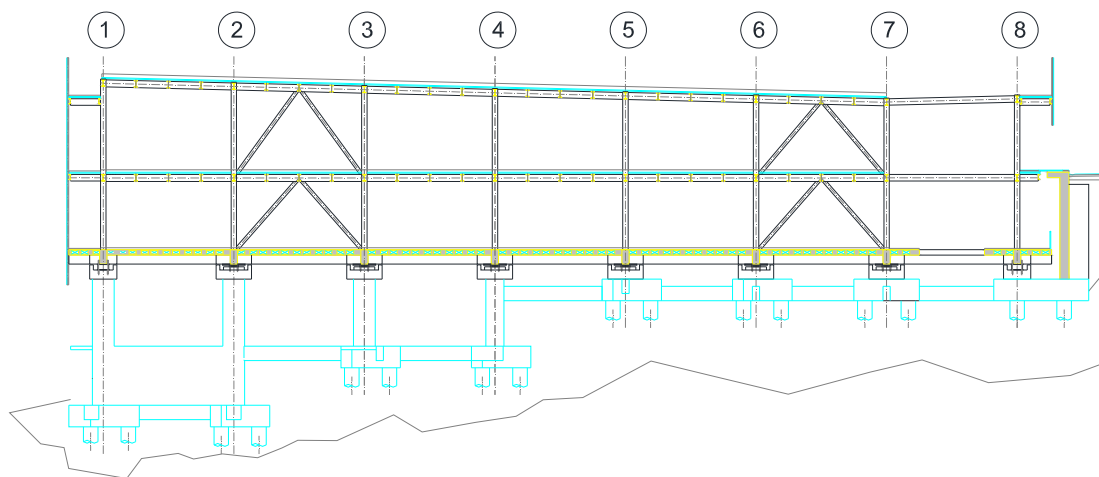


Figura 2 Sezione longitudinale tipo

1.4 Riferimenti normativi

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 7 di 29

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte facendo riferimento alle seguenti normative:

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 17 gennaio 2018 (supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20.02.2018 - supplemento ordinario n. 30) nel seguito indicata più brevemente come NTC 2018;

Ulteriori riferimenti impiegati:

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26.02.2009 - supplemento ordinario n. 27);

Eurocodice 2 – ENV-1992-1-1 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 – ENV-1993-1-1 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 – ENV-1993-1-3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-3: Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.

Eurocodice 3 – ENV-1993-1-5 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-5: elementi strutturali a lastra.

Eurocodice 3 – ENV-1993-1-8 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-8: progettazione dei collegamenti.

UNI EN 206-1/2016 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

UNI EN 11104/2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

UNI EN 15129 – Dispositivi Antisismici.

elementi saranno realizzati in calcestruzzo di tipo C25/30 e barre di armatura in acciaio B450C

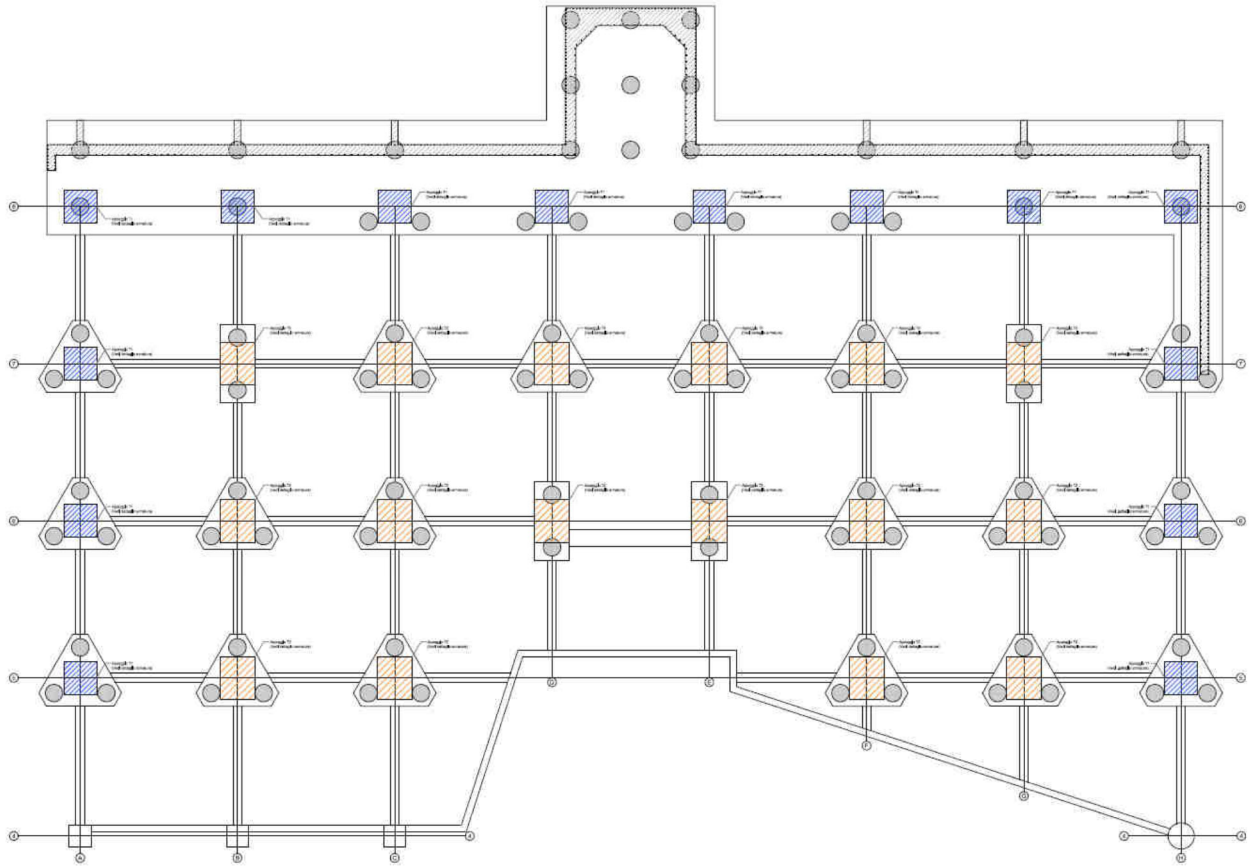


Figura 4: pianta fondazioni a quota -2.83m

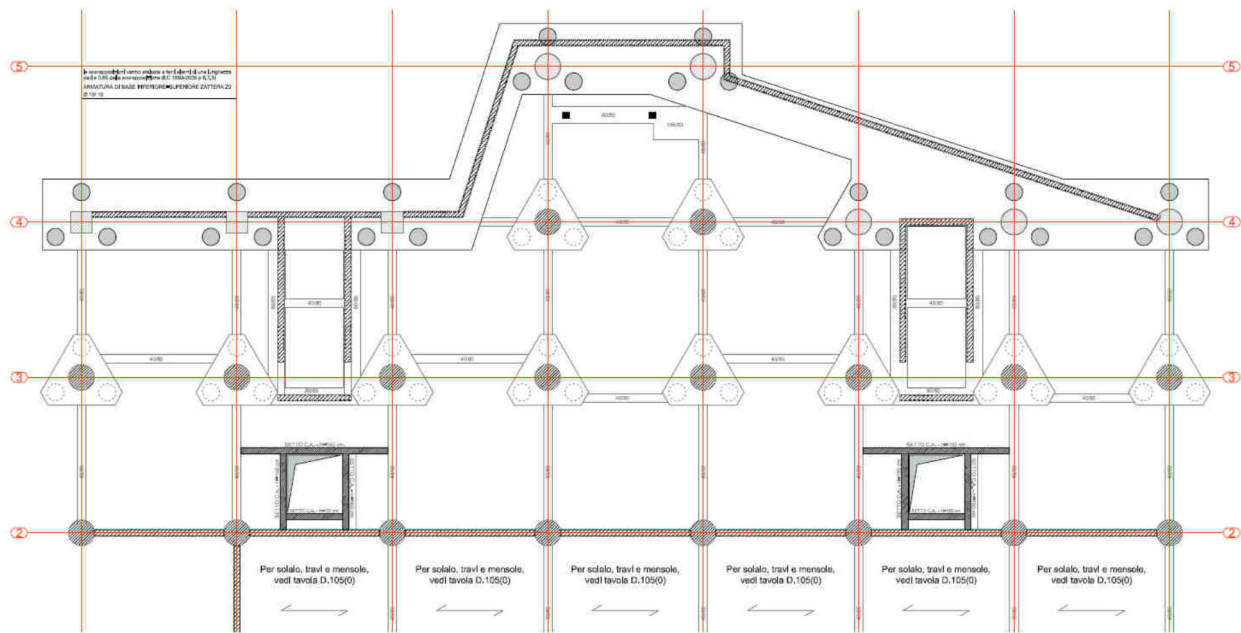


Figura 5: pianta fondazioni a quota -6.55m

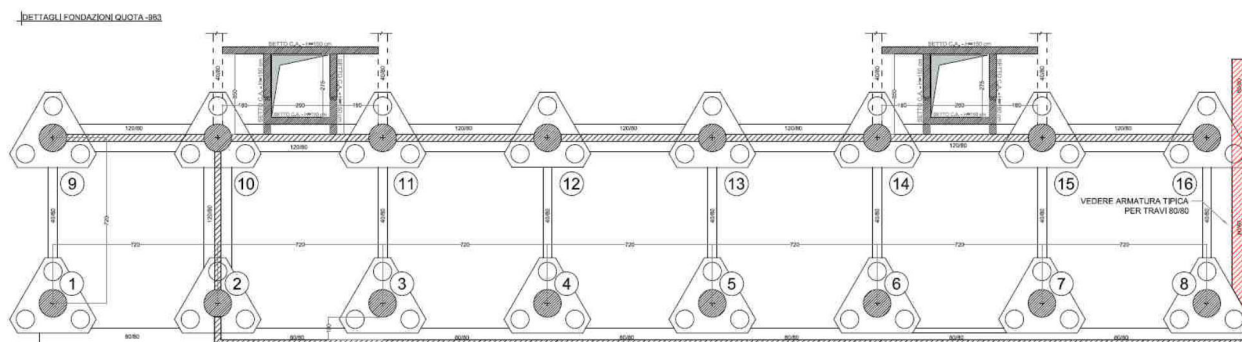


Figura 6: pianta fondazioni a quota -9.83m

Infine le colonne delle sottostrutture, presenti solo sulla parte di valle del fabbricato, saranno realizzate con sezione circolare di diametro 1200 mm, eccetto alcuni presenti sull'allineamento 4, realizzate in sezione quadrata 1000x1000.

I pilastri presenti sugli assi 1 e 2 avranno un'altezza di circa 7.4 m, mentre quelli sugli assi 3-4-5 avranno un'altezza di circa 4.3 m.

Tutti gli elementi saranno realizzati in calcestruzzo di tipo C28/35 e barre di armatura in acciaio B450C.

Una pianta dei pilastri precedentemente descritti viene riportata nel seguito.

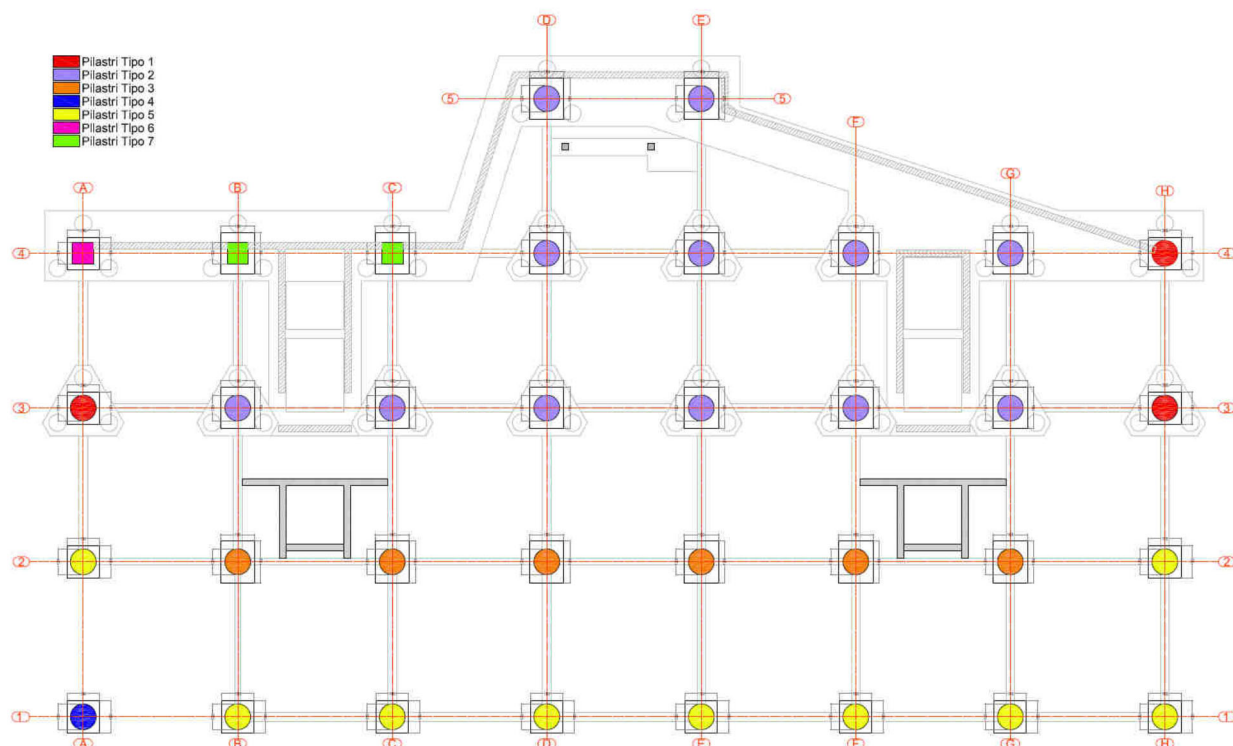


Figura 7: pianta colonne sottostruttura

Alla testa dei pilastri precedentemente descritti, saranno realizzati dei capitelli, sempre in calcestruzzo armato, aventi la funzione di consentire un agevole manutenzione e sostituzione dei sistemi di appoggio sismico (isolatori elastomerici o slitte). Tali capitelli saranno di due distinte

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 11 di 29

tipologie:

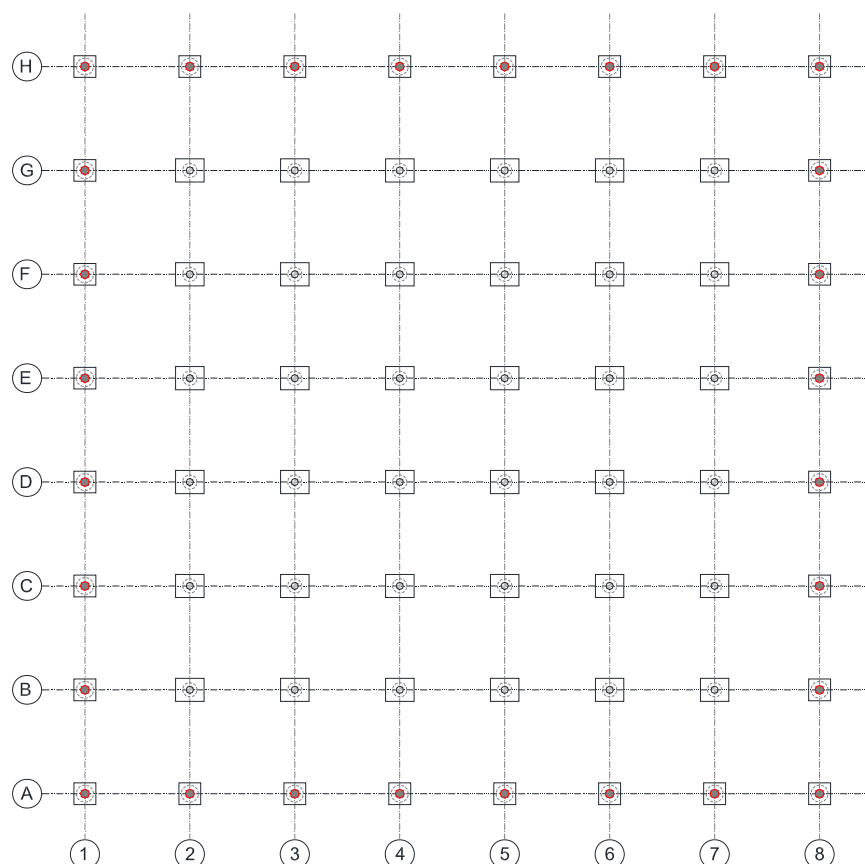
1. Come supporto per gli isolatori elastomerici: avranno dimensioni in pianta di 1.5x1.5 metri, con un'altezza totale di 50 cm;
2. Come supporto per le slitte: avranno una dimensione di 1.95x1.6 metri, con un'altezza totale di 68 cm.

I capitelli, oltre a prevedere la disposizione di armature specifiche per il sollevamento della sovrastruttura e la rimozione dei dispositivi per la sostituzione, sono provvisti di 4 appoggi di sicurezza (uno su ogni angolo) per garantire il trasferimento dei carichi verticali in casi di emergenza. Tutti i capitelli saranno realizzati con intradosso coincidente, consentendo quindi agli estradossi di diversa altezza di sopperire alla differente geometria di isolatori e slitte.

2.2 Descrizione del sistema di isolamento

Il sistema di isolamento è di tipo ibrido, costituito da n. 28 isolatori elastomerici posizionati sugli elementi strutturali perimetrali e da n. 36 appoggi scorrevoli sugli elementi interni, per un totale di 64 dispositivi. Gli isolatori di tipo elastomerico sono in gomma ad alto smorzamento con rigidità a taglio pari a 0.4 MPa e smorzamento $\xi = 10\%$ alla deformazione di taglio pari al 100%. Gli appoggi scorrevoli sono invece del tipo a superficie di scorrimento piana con coefficiente di attrito minore dell'1%. Il predimensionamento è stato inizialmente effettuato considerando il sistema ad un grado di libertà equivalente, dove la sovrastruttura è condensata in una sola massa mentre per l'isolamento si definiscono con un processo iterativo le caratteristiche di rigidità e smorzamento equivalente, tenendo in conto i contributi di entrambe le tipologie di dispositivi. È stato fissato un periodo obiettivo di 3.5 s, in grado di garantire una forte riduzione delle azioni e delle accelerazioni subite dalla sovrastruttura in caso di evento sismico. Le caratteristiche definitive dei dispositivi sono state assegnate sulla base un'analisi dinamica lineare con spettro equivalente. Il sistema di isolamento progettato è composto dalle seguenti tipologie di dispositivi:

- Isolatore elastomerico diametro 600 mm, altezza totale di gomma 182 mm, rigidità orizzontale 0.62 kN/mm, spostamento massimo 350 mm, carico verticale in condizioni statiche (SLU) 2100 kN, carico verticale in condizioni sismiche 1100 kN.
- Appoggio scorrevole, spostamento massimo 400 mm, coefficiente di attrito 1%, carico verticale in condizioni statiche (SLU) 2400 kN, carico verticale in condizioni sismiche 1100 kN, carico verticale (quasi permanente) 1100 kN.

*Figura 8 Carpenteria del sistema di isolamento*

2.3 Descrizione della sovrastruttura

Come anticipato nell'introduzione, la sovrastruttura del CRU è articolata su due livelli, per un totale di tre impalcati, da quota +0.00 m a quota +8.50 m. Il sistema strutturale è in carpenteria metallica con travi e pilastri a schema pendolare che si fanno carico delle azioni gravitative, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è demandata a controventi diagonali, disposti a V rovescia, orditi nelle due direzioni principali dell'edificio. I pilastri sono realizzati, per entrambe le elevazioni, con profili tipo HE 300 B; le travi principali, ordite prevalentemente in direzione monte-valle e solo in corrispondenza delle campate controventate in direzione trasversale, sono realizzate con profili tipo HE 400 A. Le travi secondarie, invece, sono costituite da profili IPE 360. In copertura, per garantire lo smaltimento delle acque meteoriche viene attribuita una pendenza del 2.4% alle travi principali (direzione monte-valle) rispetto alla quota di riferimento +8.50 m.

Per quanto concerne i controventi vengono impiegati profili circolari a sezione cava $\phi 193.6/16$ mm. Nel caso di azioni orizzontali eccezionali, conseguenze sproporzionate sono limitate dalle caratteristiche di duttilità degli stessi, ottenute mediate sovra-resistenza dei collegamenti e limitazione della snellezza dei diagonali. Questo comportamento dissipativo entra in gioco solo nel caso di spostamenti orizzontali estremi per i quali è previsto un incremento di rigidità della risposta degli isolatori (ramo incrudente) o la chiusura dei giunti lato monte. La robustezza nei confronti dei carichi verticali è affidata al sistema solaio rigido-armature continue nella soletta.

Il primo solaio (quota +0.00 m) al di sopra del piano di isolamento, è realizzato con lastre tralicciate (H = 5+20+5 cm) ordite su un graticcio di travi in c.a. di sezione 40 x 80 cm. Il secondo ed il terzo solaio sono in lamiera grecata e getto di completamento (H = 75+55 mm), ordite su travi secondarie metalliche. Lo sbalzo esterno, presente in tutti e tre i livelli, è realizzato con la medesima tecnologia impiegata per i rispettivi solai. Alle quote +4.30 m e +8.50 m lo sbalzo esterno è sostenuto da profili IPE 360 aggettanti dai pilastri. Su di essi si collegano le UPN 280 (una al bordo libero dello sbalzo a quota +4.30 m e due opposte a quota +8.50 m) che permettono sia l'appoggio dei profili IPE 180, sia il collegamento della struttura a sostegno della lamiera forata esterna corrente su tutto il perimetro esterno.



Figura 9 Carpenteria quota +0.00 m

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 14 di 29

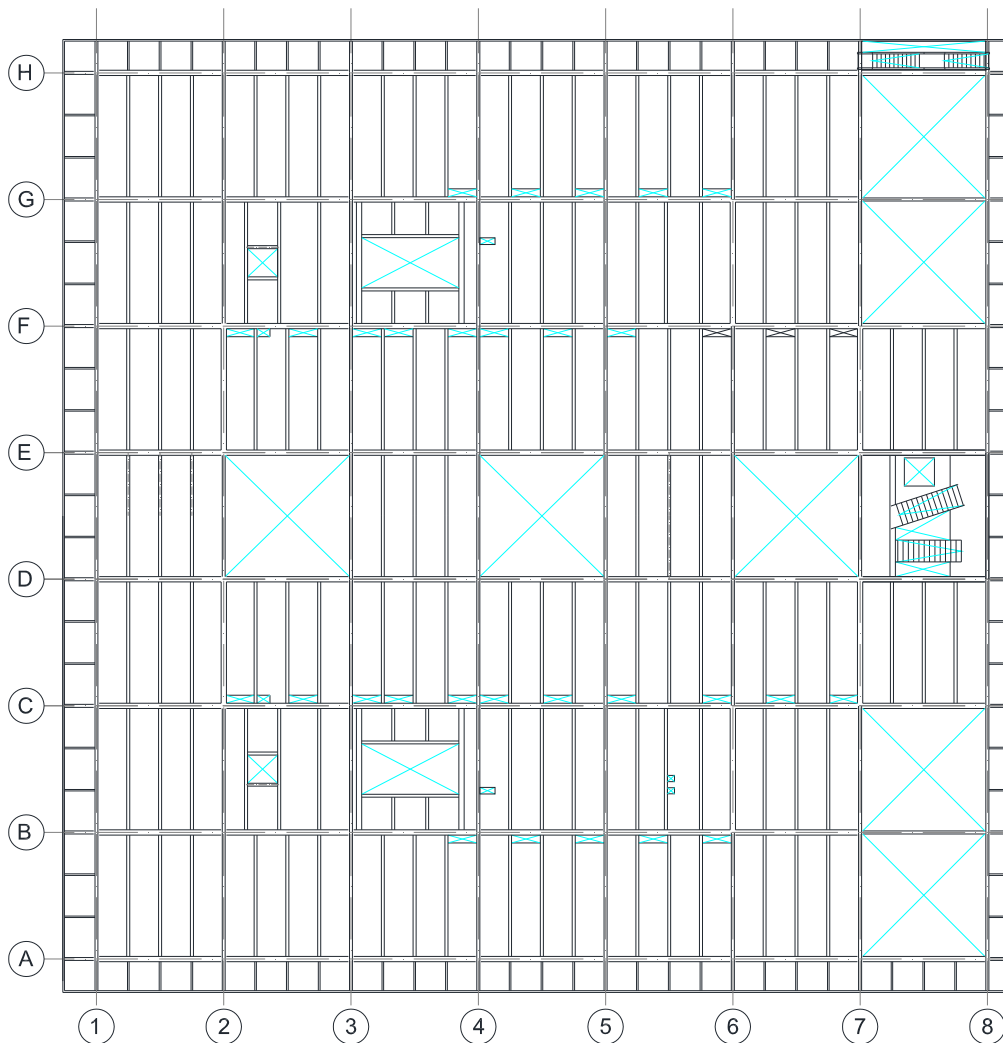


Figura 10 Carpenteria quota +4.30 m

Il collegamento verticale completo tra quota -5.35 e $+4.30$ m è garantito da due corpi scala gemelli disposti in corrispondenza degli allineamenti B-C 3-4 e F-G 3-4 (visibili nelle carpenterie riportate nel seguito). La parte inferiore (da -5.35 a $+0.00$ m) è realizzata in cemento armato come le pareti che costituiscono anche il vano che le ospiterà. La parte superiore invece (da $+0.00$ a $+4.30$ m, scala tipo A) è in struttura metallica sia per le rampe, che per i pianerottoli, con i cosciali della scala realizzati con piatti 18×240 mm, mentre gradini e pianerottoli costituiti da una lamiera saldata presso-piegata di spessore 6 mm. I pianerottoli di interpiano della parte superiore sono chiusi posteriormente da un profilo 2UPN 240/14 su cui si ancorano, superiormente, due tiranti (2UPN 80/14) che consentono il collegamento alla trave superiore che perimetra il foro della scala e un controvento a croce (due diagonali UPN 80/14 collegati in mezzeria). Questi corpi scala hanno la peculiarità di attraversare in altezza il piano di isolamento: essendo la parte inferiore solidale alla sottostruttura e la parte superiore solidale con la sovrastruttura, esse necessitano di un taglio sismico orizzontale al livello del piano di isolamento in modo da non ostacolare durante il sisma lo spostamento relativo delle due parti. Il giunto sismico viene posto al di sotto dell'intradosso del solaio di quota $+0.00$ m, con un taglio della rampa di arrivo e garantendo a tutta la struttura un franco di spostamento di 400mm per gli

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 15 di 29

spostamenti orizzontali. Esistono altri due corpi scala: uno scalone in cemento armato (all. D-E) affiancato da una gradonata monumentale che collega quota - 5.35 m a + 0.00 m e una scala nobile in acciaio (all. D-E 7-8, scala tipo B) con struttura in acciaio simile alla precedente ma con un pianerottolo appoggiato su pilastri. Lo scalone in cemento armato, collegando la sottostruttura alla sovrastruttura, sarà anch'esso fornito di taglio sismico, ma a quota - 0.80 m per permettere lo spostamento relativo delle adiacenti travi e plinti in cemento armato nella zona di arrivo.

Nell'edificio sono presenti anche tre ascensori, ubicati in prossimità dei vani scala, di cui i due vicini alle scale tipo A permettono di arrivare fino alla sottostruttura (quota -5.54 m), senza alcuna interferenza con il sistema d'isolamento o le parti fisse della sottostruttura, essendo la carpenteria dell'ascensore appesa e con giunto sismico di 350mm in tutte le direzioni. L'accesso da quota - 5.35 m all'ascensore è consentito dall'uso di un giunto sismico a pavimento ad alte prestazioni, di seguito descritto. L'accesso al solaio di copertura, possibile per soli scopi manutentivi, è consentito tramite una scala in acciaio ubicata in corrispondenza dello sbalzo esterno sull'allineamento H 7-8.

Per l'accessibilità lato monte a quota +4.30 m dell'edificio è previsto l'utilizzo di giunti strutturali ad alta deformazione, per garantire la continuità della pavimentazione permettendo però lo spostamento relativo dell'edificio rispetto al terreno durante l'evento sismico. E' previsto l'utilizzo di due tipologie di giunti, uno standard ed uno ad alte prestazioni. Il primo è composto da una piastra metallica incernierata all'edificio e appoggiata sul muro di sostegno di monte. La superficie di scorrimento è protetta da elementi in gomma semplici, capaci di assorbire senza danneggiamento uno spostamento sismico contenuto, associato a terremoti frequenti. Il secondo giunto ad alte prestazioni è invece un dispositivo capace di garantire la planarità della superficie durante il terremoto, agevolando quindi l'evacuazione anche durante l'evento sismico. Per questo è prevista l'istallazione di quest'ultimo nelle zone di accesso all'edificio. Esso è composto da una piastra collegata a un binario scorrevole sul lato dell'edificio, che assorbe gli spostamenti trasversali del giunto, e appoggiata al muro di sostegno lato monte; da questo lato sono presenti anche gli inserti in gomma speciali capaci di assorbire gli spostamenti longitudinali del giunto. Il giunto ad alte prestazioni è capace di assorbire l'intero spostamento di progetto ($\pm 350\text{mm}$) senza perdere la sua funzionalità e senza danneggiarsi. Su tutto il perimetro della sovrastruttura è garantito un franco per lo spostamento sismico di 400 mm, tale da evitare i fenomeni di martellamento anche per azioni eccezionali.

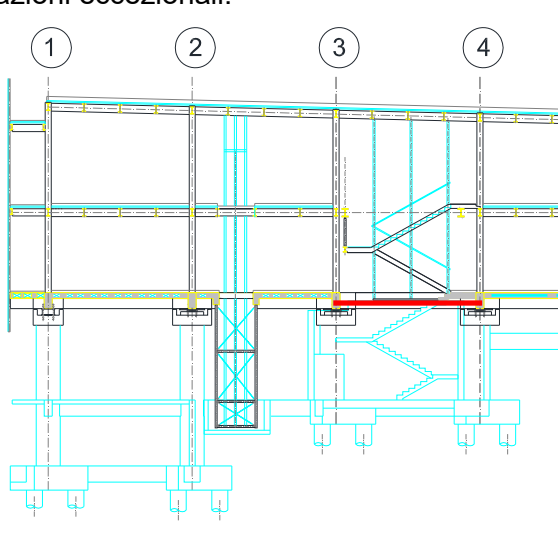


Figura 11: sezione scala tipo A e vano ascensore

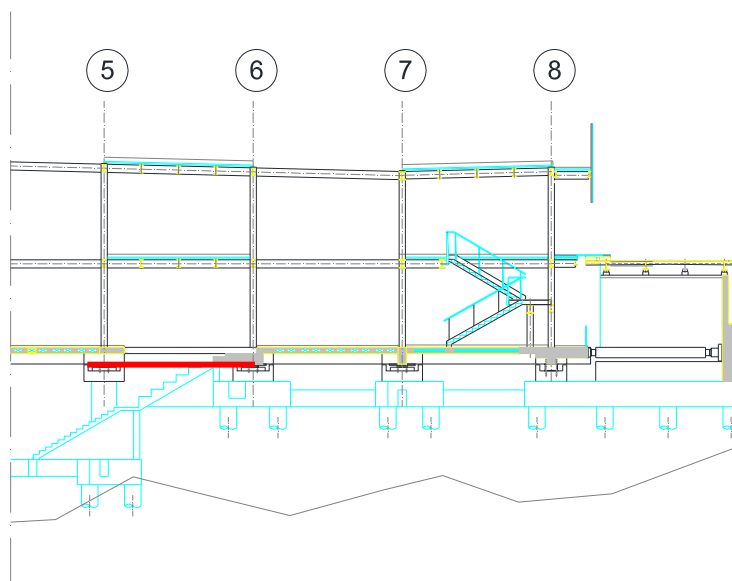


Figura 12: sezione scala tipo B e scalone in CA

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 17 di 29

3 AZIONI DI PROGETTO

3.1 Pesi propri strutturali – valori caratteristici G_1

Elementi strutturali in c.a.

Pali, pareti contro-terra, travi e pilastri (kN/m³) = 25.0

Elementi strutturali in carpenteria metallica

Travi principali e secondarie, pilastri, piastre irrigidite (kN/m³) = 78.5

3.2 Carichi permanenti – valori caratteristici G_{1k} G_{2k}

Solaio in latero-cemento quota -5.35 m (H=5+20+5 – lastre tralicciate)

Peso proprio solaio (kN/m²) = 4.33

Totale G_{1k} (kN/m²) = 4.33

Massetto in cls alleggerito (16 kN/m³) (kN/m²) = 1.92

Divisori interni in cartongesso (kN/m²) = 0.80

Pavimentazione (kN/m²) = 1.00

Controsoffitto, isolante, impianto appeso (kN/m²) = 0.60

Totale G_{2k} (kN/m²) = 4.32

Solaio in latero-cemento sopra il sistema di isolamento quota +0.00 m (H=5+20+5 – lastre tralicciate)

Peso proprio solaio (kN/m²) = 4.33

Totale G_{1k} (kN/m²) = 4.33

Massetto in cls alleggerito (16 kN/m³) (kN/m²) = 1.92

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 18 di 29

Divisori interni in cartongesso	(kN/m ²)	= 0.80
Pavimentazione	(kN/m ²)	= 1.00
Controsoffitto, isolante, impianto appeso	(kN/m ²)	= 0.60

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 4.32

Solaio in lamiera grecata collaborante quota +4.30 m (H=75+55 spessore 1 mm)

Peso proprio solaio	(kN/m ²)	= 2.01

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.01

Massetto in cls alleggerito (16 kN/m ³)	(kN/m ²)	= 1.92
Divisori interni in cartongesso	(kN/m ²)	= 0.80
Pavimentazione	(kN/m ²)	= 1.00
Controsoffitto, isolante, impianto appeso	(kN/m ²)	= 0.60

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 4.32

Solaio in lamiera grecata collaborante copertura (H=75+55 spessore 1 mm)

Peso proprio solaio	(kN/m ²)	= 2.01

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.01

Sovraccarico dovuto ad impianti, guaine, massetti pendenze	(kN/m ²)	= 2.72
Fotovoltaico	(kN/m ²)	= 1.00
Controsoffitto, isolante, impianto appeso	(kN/m ²)	= 0.60

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 4.32

Solaio in lamiera grecata collaborante coronamento sbalzo quota +8.50 m (H=75+55 spessore 1 mm)

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 19 di 29

Peso proprio solaio	(kN/m ²)	= 2.01

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.01
Sovraccarico dovuto ad impianti, guaine, massetti pendenze	(kN/m ²)	= 2.72

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 2.72
 <i>Pareti perimetrali verticali stratificate</i>		
Vetro stratificato, montanti e traversi, lamiera forata	(kN/m ²)	= 1.80

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 1.80
	(kN/ml)	= 7.70
 <i>Parapetti interpiano scala e sbalzi non protetti da lamiera forata</i>		
Parapetto	(kN/ml)	= 0.30

Totale G _{2k}	(kN/ml)	= 0.30
 <i>Parapetti rampe scala e zone protette da lamiera forata</i>		
Parapetto	(kN/ml)	= 0.10

Totale G _{2k}	(kN/ml)	= 0.10
 <i>Scale in calcestruzzo armato che collegano quota -5.35 m a quota +0.00 m</i>		
Peso proprio soletta rampante (spessore di calcolo 15 cm)	(kN/m ²)	= 3.75
Eventuale sovrappessore di cantiere	(kN/m ²)	= 0.25

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 4.00
Gradini in cemento armato (0.30x0.17/2x25)	(kN/m ²)	= 2.125

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 20 di 29

Finitura prevista in lastre di marmo,

incluso massetto di regolarizzazione e colla	(kN/m ²)	= 1.875

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 4.00

Scale in carpenteria metallica

Peso proprio lamiera s=6 mm, cosciali 18x240 mm	(kN/m ²)	= 2.08

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.08

Gradini	(kN/m ²)	= 1.00

Totale G _{2k}	(kN/m ²)	= 1.00

Pavimentazione stradale

Peso proprio pavimentazione (compresa impermeab.) 22kN/mcx0.22m	(kN/m ²)	=2.42

Totale G _{1k}	(kN/m ²)	= 2.42

3.3 Azioni variabili

Sovraccarichi di esercizio (Q_{sk})

Cat. C1 Scuole	(kN/m ²)	= 3.00
Scale Cat. C1 Scuole	(kN/m ²)	= 4.00

Neve (Q_{nk})

Zona		= II
Altitudine	(m)	= 650
Valore caratteristico q _{sk}	(kN/m ²)	= 2.40

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 21 di 29

Coefficiente di esposizione C_e		= 1.00
Coefficiente termico C_t		= 1.00
Coefficiente di forma μ_1 (α max=30°)		= 0.80
Carico neve per coperture piane	(kN/m ²)	= 1.92

Vento (Q_{vk})

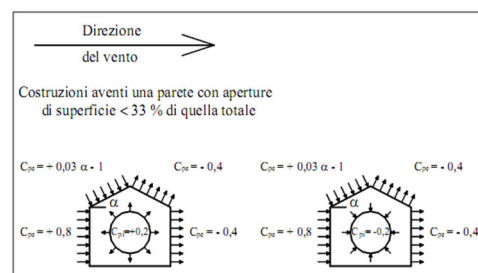
Zona		= 3
Altitudine	(m)	= 650
Velocità di riferimento v_b	(m/s)	= 27
Pressione cinetica di riferimento	(kN/m ²)	= 0.563
classe di rugosità del terreno		= D
categoria di esposizione		= III
Coefficiente di esposizione C_e ($Z_{min}=5$)		= 1.71
C_e ($Z_{max}=19.5$)		= 2.59
Coefficiente topografico C_t		= 1.00
Coefficiente dinamico C_d		= 1.00
Coefficiente d'attrito		= 0.04

►►► **EDIFICIA PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE, CURVE**

► **Strutture stagne**

- costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: $C_{pi} = \pm 0,2$

$C_{pe} =$	-(0,6)	-(0,6)	-(0,2)	-(0,2)
p [kN/m ²] =	-0,875	-0,875	-0,292	-0,292
$C_{pe} =$	(0,6)	-(0,6)	(1,0)	-(0,2)
p [kN/m ²] =	0,875	-0,875	1,458	-0,292



Azione termica (Q_{tk})

Variazione termica uniforme ΔT_u per strutture protette = $\pm 15^\circ\text{C}$

Variazione termica uniforme ΔT_u per piastra ortotropa = $\pm 56^\circ\text{C}$

Azioni da traffico stradale (Q_{mk})

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 22 di 29

I carichi mobili dovuti al traffico stradale sono stati determinati in base alle indicazioni della norma vigente.

Si rimanda al capitolo specifico sulla piastra ortotropa disposta sulla strada a monte per il superamento del vano di spinta per la descrizione di dettaglio.

3.4 Azioni sismiche

Parametri generali

Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso C_u	2
Categoria suolo di fondazione	B
Categoria topografica	T2 ($h/H = 0.5$)

Parametri per la definizione degli spettri per le componenti orizzontali:

SLO			SLD			SLV			SLC		
a_g		g	a_g		g	a_g		g	a_g		g
F_o	2.437		F_o	2.433		F_o	2.565		F_o	2.597	
T_c^*	0.291	s	T_c^*	0.301	s	T_c^*	0.337	s	T_c^*	0.347	s
S_s	1.200		S_s	1.200		S_s	1.151		S_s	1.086	
C_c	1.408		C_c	1.399		C_c	1.368		C_c	1.359	
S_r	1.100		S_r	1.100		S_r	1.100		S_r	1.100	
q	1.000		q	1.000		q	1.000		q	1.000	
S	1.320		S	1.320		S	1.266		S	1.195	
h	0.5		h	0.5		h	0.5		h	0.50	
T_B	0.137	s	T_B	0.140	s	T_B	0.153	s	T_B	0.157	s
T_C	0.410	s	T_C	0.421	s	T_C	0.460	s	T_C	0.472	s
T_D	1.954	s	T_D	2.038	s	T_D	2.570	s	T_D	2.809	s

Spettri elastici per sisma orizzontale

T (s)	SLO Sa (m/s ²)	SLD Sa (m/s ²)	SLV Sa (m/s ²)	SLC Sa (m/s ²)
0.00	1.147	1.417	3.010	3.540
0.16	2.795	3.448	7.720	9.198
0.47	2.795	3.448	7.720	9.198
0.58	2.369	2.914	6.338	7.443
0.69	2.056	2.523	5.375	6.246
0.81	1.816	2.225	4.666	5.383

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 23 di 29

	SLO	SLD	SLV	SLC
T (s)	Sa (m/s²)	Sa (m/s²)	Sa (m/s²)	Sa (m/s²)
0.92	1.626	1.990	4.123	4.736
1.03	1.472	1.800	3.692	4.217
1.14	1.345	1.643	3.343	3.805
1.25	1.238	1.511	3.055	3.471
1.36	1.147	1.399	2.812	3.187
1.47	1.068	1.302	2.605	2.942
1.58	0.999	1.218	2.426	2.736
1.70	0.939	1.144	2.271	2.559
1.81	0.886	1.078	2.134	2.402
1.92	0.838	1.020	2.012	2.265
2.03	0.795	0.967	1.904	2.138
2.14	0.756	0.920	1.807	2.030
2.25	0.721	0.877	1.719	1.922
2.36	0.689	0.838	1.639	1.834
2.48	0.660	0.802	1.567	1.755
2.59	0.633	0.770	1.500	1.677
2.70	0.608	0.739	1.439	1.608
2.81	0.586	0.711	1.383	1.549
2.87	0.531	0.650	1.313	1.481
2.92	0.484	0.597	1.247	1.432
2.98	0.443	0.550	1.187	1.373
3.04	0.407	0.508	1.131	1.324
3.09	0.375	0.471	1.078	1.275
3.15	0.347	0.438	1.030	1.226
3.21	0.322	0.408	0.984	1.187
3.26	0.299	0.381	0.941	1.147
3.32	0.279	0.356	0.902	1.108
3.38	0.261	0.334	0.864	1.069
3.43	0.244	0.314	0.829	1.030
3.49	0.229	0.296	0.796	1.000
3.55	0.216	0.279	0.765	0.971
3.60	0.203	0.264	0.736	0.941
3.66	0.192	0.250	0.708	0.912
3.72	0.181	0.237	0.682	0.883
3.77	0.172	0.225	0.657	0.853
3.83	0.163	0.214	0.634	0.834
3.89	0.154	0.203	0.612	0.804
3.94	0.147	0.194	0.591	0.784
4.00	0.140	0.185	0.571	0.765

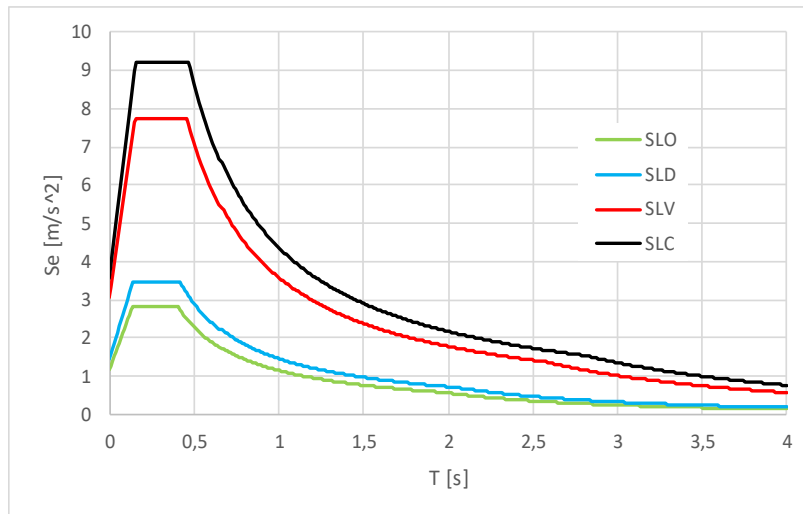


Figura 13 Spettro di progetto elastico in pseudo-accelerazione

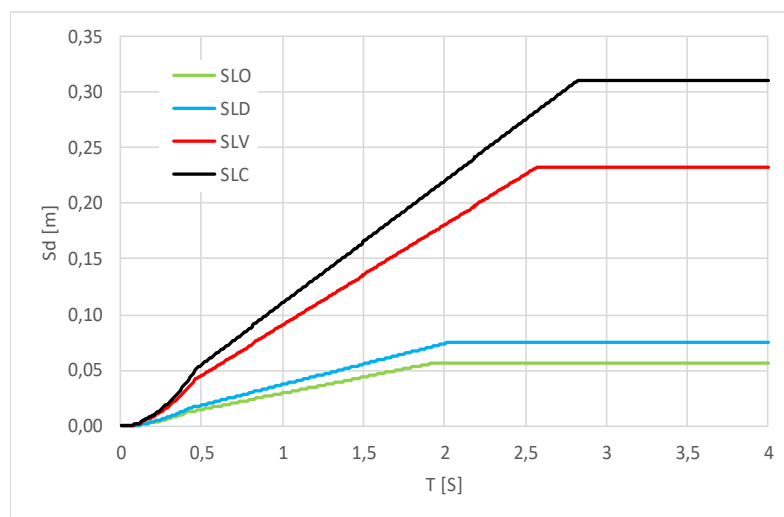


Figura 14 Spettro di progetto elastico in spostamento

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 25 di 29

3.5 Spinte dei terreni

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau e Mononobe-Okabe:

In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.

Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze:

- peso proprio del terreno,
- sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, nello specifico carichi da traffico pari a 4.00 KN/m² per la parete lato monte, e 3.00 KN/m² per le pareti lato valle,
- spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato),
- forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.

In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.

Al fine puramente illustrativo, si riporta nel seguito il calcolo della spinta del terreno per il paramento murario di altezza 5.25 m presente a monte, specificando che il valore della spinta viene calcolato automaticamente dal software in funzione dell'altezza effettiva di modello del paramento murario:

DATI TERRENO		z	Sa	Sq	Ss	Stot (no sisma)	Stot (con sisma)
Densità:	20,30 [KN/m ³]	-	-	1,59	-	1,59	1,59
Angolo di attrito:	32,00° [°]	0,53	4,23	1,59	1,03	5,81	6,84
	0,56 [rad]	1,05	8,45	1,59	2,06	10,04	12,10
Altezza:	5,25 [m]	1,58	12,68	1,59	3,09	14,27	17,36
qk :	4,00 [KN/m ²]	2,10	16,91	1,59	4,12	18,49	22,62
COEFFICIENTI DI SPINTA		2,63	21,13	1,59	5,15	22,72	27,87
Ka :	0,307 [--]	3,15	25,36	1,59	6,18	26,94	33,13
Kp :	0,470 [--]	3,68	29,58	1,59	7,22	31,17	38,39
Kr :	3,255 [--]	4,20	33,81	1,59	8,25	35,40	43,64
Kh :	0,1038 [--]	4,73	38,04	1,59	9,28	39,62	48,90
Kv :	0,0519 [--]	5,25	42,26	1,59	10,31	43,85	54,16
SPINTE TERRENO		Σ	110,94 [KN]	5,16 [KN]	27,06 [KN]		
Sa :	85,96 [KN]						

DATI SISMICI - MURO

Ricerca del sito

Ricerca per coordinate Ricerca per comune Isole

Longitudine: **13,0641** Latitudine: **43,1466**

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc"
30	0,065	2,435	0,276
50	0,082	2,439	0,288
72	0,095	2,431	0,295
101	0,109	2,432	0,302
140	0,124	2,442	0,308
201	0,142	2,454	0,316
475	0,192	2,514	0,327
975	0,244	2,562	0,336
2475	0,326	2,600	0,350

OK Annulla

V_R 100 Stalo Limite SLV a_g 0,2422 F_o 2,5604 T_c^* 0,3361

Suolo B S_s 1,1520 Topo T2 h/H 1 S_T 1,2000

a_{max} 0,3348 g β_m 0,3100 k_h 0,1038 k_v 0,0519

CALCOLO PER SPINTE SISMICHE

γ_ϕ	1,25	[--]	
ϕ_d	25,60	[°]	
Ka	0,397	[--]	
qt	42,26	[KN/m ²]	pressione base parete
St	110,94	[KN]	spinta tot delle terre
Sq	1,59	[KN/m ²]	spinta statica sovraccarico
α_s	32,20	[°]	angolo cuneo statico
P	444,25	[KN]	peso cuneo
P _{s+}	467,31	[KN]	forza verticale con sisma $K_v > 0$
P _{s-}	421,19	[KN]	forza verticale con sisma $K_v < 0$
F _h	48,51	[KN]	forza d'inerzia orizzontale
θ	5,93	[°]	angolo P-F _h
α_s	26,27	[°]	angolo cuneo sismico
KAE	0,469	[--]	coeff. spinta attiva
β	-	[rad]	angolo intradosso muro
δ	-	[rad]	angolo attrito terra-muro
i	-	[rad]	inclinazione sup. terrapieno
St _s	138,00	[KN]	spinta statica-sismica
sp. Parete	0,50	[m]	
Si	12,34	[KN]	spinta forza d'inerzia
Fp	6,81	[KN]	forza d'inerzia parete
Fz	5,53	[KN]	forza d'inerzia zavorra
l. piede	0,50	[m]	lunghezza piede
Ss	27,06	[KN]	spinta sismica

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 27 di 29

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

4.1 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni è stato in generale effettuato adottando modelli di risposta lineari.

Sono stati utilizzati modelli coerenti ma separati per la valutazione delle sollecitazioni sulla parte inferiore e sulla parte superiore. Più precisamente, i modelli trovano coerenza nelle azioni trasferite tra le due parti e nel comportamento dinamico d'insieme. Differiscono per il dettaglio della modellazione e per l'organizzazione dei risultati, finalizzati alle valutazioni di sicurezza degli elementi strutturali che compongono rispettivamente la sotto-struttura e la sovra-struttura.

Sono stati inoltre utilizzati ulteriori modelli strutturali per l'approfondimento di problemi locali, quali, ad esempio, la risposta degli elementi di solaio, dei componenti della scala, dei parapetti e delle parti isostatiche, della piastra ortotropa a monte.

La modellazione è stata sviluppata adottando prevalentemente elementi "beam" e schematizzazioni tridimensionali. In ogni caso il livello di dettaglio introdotto nella modellazione è stato definito in modo da assicurare una descrizione adeguata della risposta strutturale, utilizzando schematizzazioni coerenti con le modalità di verifica adottate per i diversi componenti.

4.2 Verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza sono state sviluppate secondo le indicazioni delle norme tecniche sulle costruzioni (D.M.2018), utilizzando i documenti in queste richiamati (es. Eurocodici) per approfondimenti specifici.

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo fanno generalmente riferimento alle sollecitazioni determinate con i criteri precedenti e a resistenze che tengono conto dei comportamenti non lineari dei materiali (plasticità, fessurazione) e dei componenti (stabilità locale e globale). I criteri di valutazione della resistenza sono orientate alla stima delle capacità ultime degli elementi.

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono state effettuate sulla base delle deformazioni ricavate dai modelli lineari di calcolo delle sollecitazioni.

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 28 di 29

4.3 Combinazioni delle azioni

4.3.1 Combinazioni di carico allo SLU

La combinazione fondamentale di carico relativa alla condizione non sismica è data dalla seguente relazioni simbolica

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

dove

- G_1 = peso proprio degli elementi strutturali (valore caratteristico);
- $\gamma_{G1} = 1.3$ (1.0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- G_2 = peso proprio degli elementi non strutturali (valore caratteristico);
- $\gamma_{G2} = 1.5$ (0.8 se il contributo aumenta la sicurezza). Quando il carico G_2 è compiutamente definito si può assumere $\gamma_{G2} = 1.3$ (1.0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- Q_{ik} = azioni variabili (valore caratteristico);
- $\gamma_Q = 1.5$ (0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_0 = coefficiente di combinazione.

4.3.2 Combinazioni di carico allo SLE

Sono state prese in considerazione le combinazioni di seguito riportate.

Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik})$$

D. R03 a	CRU_Centro Ricerca Universitaria	RELAZIONE DI CALCOLO
	<i>Relazione di calcolo strutture</i>	Rev. 15 - Dicembre 2018
		Pag. 29 di 29

4.3.3 Combinazioni sismiche

Le azioni sismiche sono combinate con le azioni verticali quasi permanenti, in accordo alle prescrizioni del punto 2.5.3 delle NTC 2018, secondo la relazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutate tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali quali permanenti:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$