



UNIVERSITÀ
DI PAVIA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

MODELLAZIONE NUMERICA E ANALISI MULTI-STRIPE DI EDIFICI ALTI
CON SISTEMI OUTRIGGER E BELT TRUSS

Candidato: Federico Prosdocimi

Relatore: Prof. Roberto Nascimbene

Correlatore: Dott. Emanuele Brunesi

A.A. 2024/2025

Indice

Abstract.....	1
1. Introduzione.....	2
1.1. Genesi ed evoluzione storica degli edifici alti.....	2
1.2. Classificazione dei sistemi strutturali.....	5
1.3. Sistema strutturale dei casi studio.....	9
2. Metodologia di analisi.....	12
2.1. Analisi Dinamica Non Lineare (<i>NLTHA</i>).....	12
2.2. Analisi di fragilità sismica.....	13
2.3. <i>Multiple-Stripe Analysis (MSA)</i>	14
2.3.1. Definizione della Misura di Intensità (<i>IM</i>).....	15
2.3.2. Selezione degli accelerogrammi.....	17
2.3.3. Definizione del Parametro Ingegneristico di Domanda (<i>EDP</i>).....	22
2.3.4. Definizione degli Stati Limite di Danno.....	22
2.4. Derivazione delle curve di fragilità.....	24
2.4.1. Valutazione dei punti di fragilità.....	24
2.4.2. Procedura per il calcolo delle curve di fragilità.....	24
3. Casi studio analizzati.....	27
3.1. Definizione della geometria e caratteristiche.....	27
3.2. Proprietà dei materiali.....	37
3.3. Modellazione strutturale.....	37
3.3.1. Modellazione a fibre.....	38
3.3.2. Modellazione dei materiali.....	40
3.3.3. Modellazione dei controventi.....	43

3.3.4.	Modellazione dei nodi trave-colonna	46
3.4.	Condizioni di vincolo	46
3.5.	Definizione dello smorzamento strutturale.....	46
3.6.	Azioni di progetto.....	47
3.6.1.	Carichi gravitazionali e masse	47
3.6.2.	Azione sismica.....	48
3.6.3.	Azione del vento.....	50
3.7.	Analisi modale.....	51
4.	Risultati.....	58
4.1.	Edificio 1 (15 piani, 60 m).....	61
4.1.1.	Risposta strutturale	62
4.1.2.	Punti <i>MSA</i> e Curve di Fragilità.....	94
4.2.	Edificio 2 (30 piani, 120 m).....	100
4.2.1.	Risposta strutturale	101
4.2.2.	Punti <i>MSA</i> e Curve di Fragilità.....	133
4.3.	Edificio 3 (45 piani, 180 m).....	139
4.3.1.	Risposta strutturale	140
4.3.2.	Punti <i>MSA</i> e Curve di Fragilità.....	172
4.4.	Edificio 4 (60 piani, 240 m).....	178
4.4.1.	Risposta strutturale	179
4.4.2.	Punti <i>MSA</i> e Curve di Fragilità.....	211
4.5.	Confronto fra i modelli	217
5.	Conclusioni.....	240
6.	Bibliografia.....	241
7.	Appendice.....	243
7.1.	Edificio 1 (15 piani, 60 m).....	246

7.2.	Edificio 2 (30 piani, 120 m).....	270
7.3.	Edificio 3 (45 piani, 180 m).....	309
7.4.	Edificio 4 (60 piani, 240 m).....	363

Abstract

Il presente elaborato di tesi indaga la risposta sismica di edifici alti in acciaio caratterizzati da sistemi *outrigger* e *belt truss*. Nello specifico, sono stati presi in esame quattro casi studio di diversa altezza (rispettivamente 15, 30, 45 e 60 piani): per ciascuno di essi è stato modellato un telaio bidimensionale rappresentativo attraverso il software *OpenSees*. Come metodologia, è stata adottata la *Multiple-Stripe Analysis (MSA)* con diciotto livelli di intensità sismica, eseguendo analisi dinamiche non lineari per valutare il comportamento strutturale al variare dell'azione sismica. I risultati ottenuti hanno permesso di monitorare diversi parametri di risposta in maniera accurata e di derivare le curve di fragilità sismica. In conclusione, lo studio fornisce una valutazione quantitativa delle prestazioni sismiche di questa tipologia strutturale, sottolineando l'importanza di una modellazione non lineare per edifici di altezza elevata.

This thesis investigates the seismic response of high-rise steel buildings featuring outrigger and belt truss systems. Specifically, four case studies of varying heights (15, 30, 45, and 60 stories, respectively) were examined: for each of them, a representative two-dimensional frame was modelled using OpenSees software. The adopted methodology involved a Multiple-Stripe Analysis (MSA) at eighteen seismic intensity levels, performing nonlinear dynamic analyses to evaluate the structural behaviour under varying seismic actions. The obtained results allowed for the accurate monitoring of various response parameters and the derivation of seismic fragility curves. In conclusion, this study provides a quantitative assessment of the seismic performance of this structural typology, highlighting the importance of nonlinear modelling for high-rise buildings.

1. Introduzione

1.1. Genesi ed evoluzione storica degli edifici alti

Dalla nascita delle prime civiltà fino all'epoca moderna, il desiderio di costruire verso l'alto ha rappresentato una continua sfida per l'ingegneria, impegnata a superare costantemente i limiti fisici dei materiali e delle tecnologie di ogni epoca. Se l'impulso alla verticalità nasceva spesso da esigenze simboliche o politiche, la sua effettiva realizzazione è stata resa possibile solo dai progressi nella meccanica delle strutture. Le prime espressioni di verticalità, come le ziggurat mesopotamiche e le piramidi egizie, si basavano su geometrie rastremate per garantire stabilità riducendo il peso all'aumentare della altezza. L'ingegneria classica dei greci e dei romani introdusse il sistema trilitico e l'arco, nonché l'utilizzo di materiali innovativi quali l'*opus caementicium* per creare strutture monolitiche. Nel Medioevo, le cattedrali gotiche alleggerirono le pareti grazie ad archi rampanti e sesti acuti, mentre torri come quelle di San Gimignano ridefinivano i profili urbani. Tuttavia, la vera svolta avvenne nel XIX secolo con la Rivoluzione Industriale. L'introduzione del ferro e dell'acciaio, come materiali da costruzione, permise di abbandonare i limiti della muratura: il culmine di questo processo lo si osserva nella Torre Eiffel (1889), che dimostrò come le strutture reticolari metalliche potessero garantire altezze inedite e una leggerezza strutturale mai vista in precedenza. L'applicazione urbana di queste innovazioni avvenne a Chicago. L'*Home Insurance Building* (1885) di William Le Baron Jenney segnò il punto di rottura con la tradizione: sostituendo i muri portanti (che richiedevano spessori eccessivi alla base) con un telaio metallico, svincolò la struttura dalla funzione di tamponamento. Questo passaggio tecnologico è documentato emblematicamente dal *Monadnock Building*: la sua prima metà (costruita tra il 1891 e il 1893) rappresenta il limite estremo della muratura portante, con muri spessi due metri alla base; la seconda metà, pur contigua, adotta un telaio in acciaio, ottenendo maggiore altezza con una struttura più snella e flessibile. La tecnologia del telaio rigido raggiunse la maturità con l'*Empire State Building* (1931), che sfruttò connessioni rivettate e arretramenti volumetrici (*setbacks*) per rispondere ai canoni estetici e normativi [1]. Superata la soglia dei 400 metri, tuttavia, il telaio rigido divenne economicamente inefficiente. Negli anni '60, l'ingegnere Fazlur Khan rivoluzionò il

settore introducendo il sistema strutturale a tubo (*Tube Structural System*), utilizzato ad esempio per la Willis Tower a Chicago: la resistenza ai carichi laterali fu delegata agli elementi situati sul perimetro esterno dell'edificio, concepito come un guscio rigido cavo. Questa configurazione liberò gli spazi interni dai pilastri, ottimizzando la superficie utile. Oggi, grazie all'utilizzo di materiali compositi sempre più performanti e al supporto delle analisi agli elementi finiti, si affrontano sfide sempre più complesse. Il Burj Khalifa di Dubai (828 m) esemplifica questa nuova era, dove l'ottimizzazione della forma riduce i carichi dinamici del vento. La prossima frontiera è il superamento del chilometro di altezza con la Jeddah Tower, attualmente in costruzione. A completamento del quadro storico-evolutivo, la letteratura scientifica recente, tra cui lo studio di Ray e Roy [2], identifica sette fattori che hanno reso possibile la genesi e la diffusione globale del grattacielo come edificio. I fattori determinanti sono i seguenti:

- Mobilità verticale: l'introduzione dell'ascensore dotato di freno di sicurezza, ha permesso di superare il limite fisiologico imposto dalle scale, trasformando i piani alti da spazi meno desiderabili a zone di pregio.
- Evoluzione dei materiali: la transizione dalla muratura portante, vincolata da spessori eccessivi alla base, all'impiego di scheletri in acciaio e calcestruzzo armato ad alta resistenza, ha ottimizzato il rapporto tra capacità portante e ingombro in pianta.
- Controllo termico: lo sviluppo di impianti di climatizzazione (*HVAC*) necessari per gestire il carico termico, specialmente in presenza di ampie superfici vetrate, ha reso gli spazi abitabili indipendentemente dalle condizioni climatiche esterne.
- Velocità esecutiva: l'industrializzazione del cantiere attraverso la prefabbricazione dei componenti e l'uso di tecnologie di sollevamento avanzate, come le gru rampanti e le casseforme scorrevoli, ha reso questi edifici economicamente sostenibili.
- Azione del vento: il passaggio dal semplice dimensionamento statico allo studio dinamico e aerodinamico, ha permesso di mitigare le oscillazioni laterali e gli effetti di vorticità, garantendo stabilità e comfort per gli occupanti.

- Ingegneria sismica: l'implementazione del concetto di duttilità e l'integrazione di sistemi di smorzamento attivo e passivo sono state fondamentali per l'espansione verticale in aree ad alto rischio sismico.
- Evacuazione: lo sviluppo di strategie di sicurezza passiva, quali piani rifugio compartimentati resistenti al fuoco e vani scala pressurizzati, è diventato critico con il superamento delle altezze accessibili dai mezzi di soccorso esterni.



Figura 1: Home Insurance Building, Chicago (1885-1931).



Figura 2: Monadnock Building, Chicago (1891).

A supporto del quadro evolutivo appena descritto, è interessante analizzare alcuni dei dati statistici riportati nel report *2025 Trends & Forecasts* [3], pubblicato il 4 febbraio 2025 dal *Council on Vertical Urbanism* (CVU). L'ente, storicamente noto come *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* (CTBUH), fondato nel 1969, si conferma l'autorità globale di riferimento per la certificazione ufficiale delle altezze e per la definizione degli standard dello sviluppo urbano sostenibile. Dall'osservazione del grafico sottostante (Figura 3), emerge in modo inequivocabile la tendenza costruttiva degli ultimi decenni. Se fino agli anni '90 la costruzione di grattacieli era un evento sporadico, a partire dal

2000, si registra una crescita esponenziale nella realizzazione di strutture che superano la soglia dei 200 metri e dei 300 metri. Il grafico evidenzia come la tipologia del *Tall Building* sia passata dall'essere un'eccezione ingegneristica a una soluzione standardizzata: il volume di completamenti annuali, ormai costantemente sopra le 100 unità, testimonia che la densificazione verticale è divenuta la risposta strutturale predominante alle pressioni demografiche ed economiche delle metropoli contemporanee.

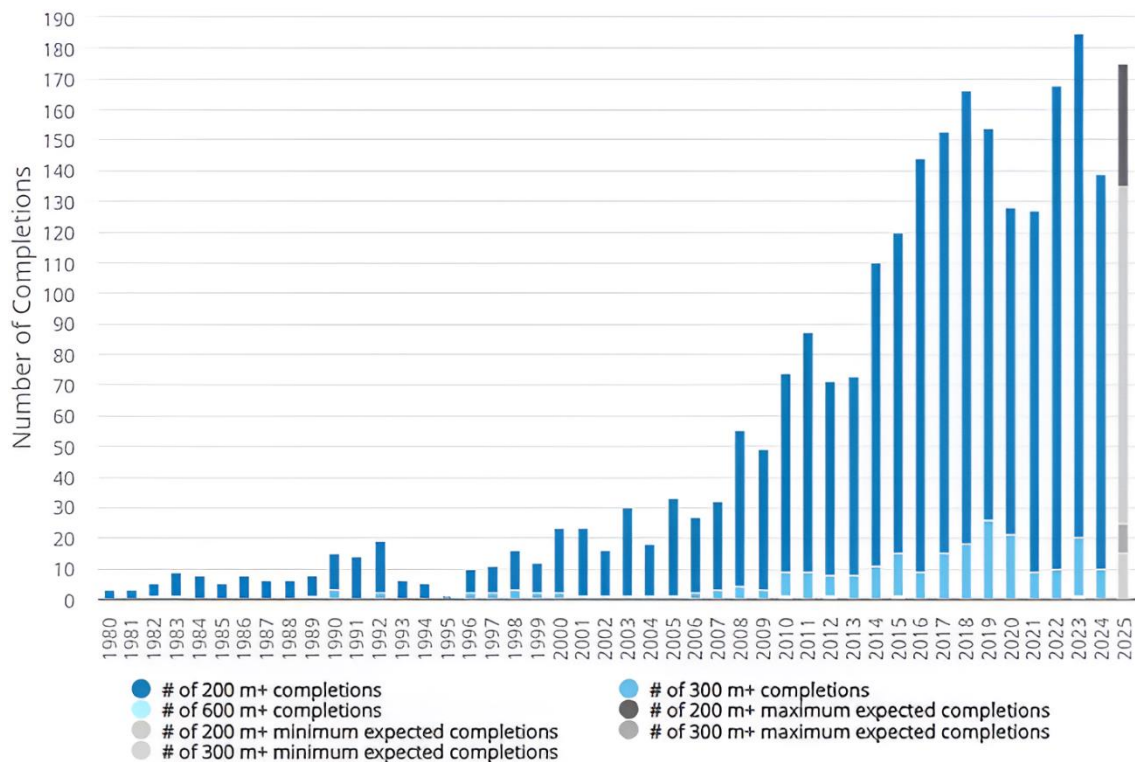


Figura 3: cronologia e tendenze globali nella costruzione di grattacieli (1980-2025): numero annuale di edifici completati di altezza superiore ai 200, 300 e 600 metri, con proiezioni per il 2025.

1.2. Classificazione dei sistemi strutturali

La scelta del sistema strutturale ottimale per un edificio alto è governata primariamente dalla capacità di resistere ai carichi laterali. Tale obiettivo deve essere perseguito ricercando il miglior compromesso tra efficienza economica, ottenuta attraverso la minimizzazione del consumo di materiali, e prestazioni, garantendo la limitazione degli spostamenti laterali interpiano e la massimizzazione del comfort abitativo. In questo

contesto si inserisce la classificazione proposta da *Fazlur Khan* (CTBUH, 1980) [4], riportata in Figura 4, che ordina i sistemi strutturali in base al numero di piani crescente, organizzandoli in quattro macro-categorie.

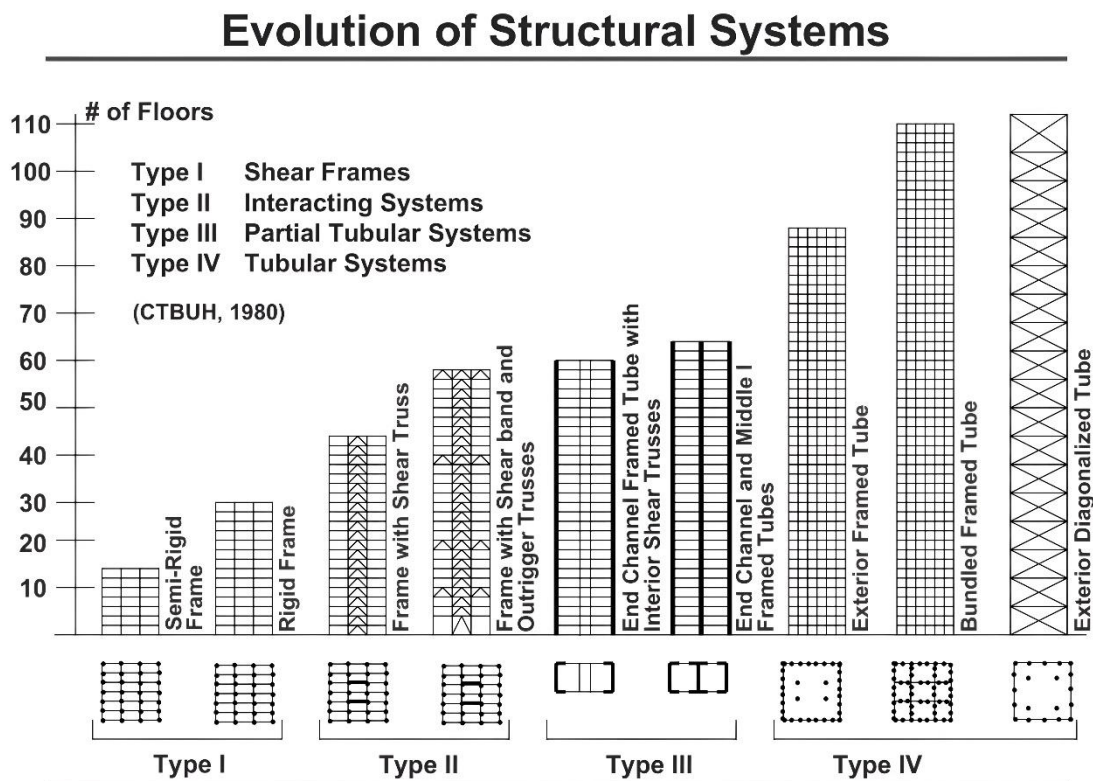


Figura 4: classificazione dei sistemi strutturali in funzione dell'altezza, proposto da Fazlur Khan.

La prima categoria della classificazione è la Tipologia I (*Shear Frames*), che comprende i telai rigidi e semi-rigidi. In questa configurazione, la resistenza ai carichi orizzontali è affidata interamente alla rigidità delle travi, delle colonne e delle relative connessioni. Un telaio si definisce rigido quando i nodi sono in grado di garantire la continuità strutturale, mantenendo invariato l'angolo tra gli elementi che collegano. Tuttavia, la deformabilità flessionale degli elementi verticali rende questo sistema economicamente efficiente solo per edifici di altezza limitata, generalmente fino a circa 30 piani. Oltre tale soglia, per contenere gli spostamenti laterali interpiano entro i limiti da normativa, sarebbe necessario sovradimensionare le membrature in modo antieconomico. In questi sistemi, infatti, la deformazione globale dell'edificio è dominata dal comportamento a taglio, contrariamente al comportamento a flessione tipico delle strutture a parete o a tubo. La seconda categoria è la Tipologia II (*Interacting Systems*), che comprende i telai

controventati e i sistemi con *outrigger* e *belt truss*. Questi schemi si basano sulla collaborazione strutturale tra il telaio esterno e un nucleo rigido centrale, quest'ultimo realizzato solitamente tramite controventi reticolari o setti in calcestruzzo armato. Tale azione combinata permette di raggiungere altezze maggiori rispetto ai telai non controventati, coprendo un intervallo generalmente compreso tra i 45 e i 60 piani. L'evoluzione massima di questa categoria si ottiene con l'introduzione degli *outrigger*: elementi orizzontali rigidi che solidarizzano il nucleo centrale con le colonne perimetrali. Tale tipologia sarà approfondita nel capitolo successivo, costituendo lo schema strutturale adottato per i casi studio analizzati in questo elaborato. La terza categoria è la Tipologia III (*Partial Tubular Systems*), che comprende sistemi di tipo *End Channel Framed Tube with Interior Shear Trusses* e sistemi di tipo *End Channel and Middle Framed Tube*. Questi sistemi, idonei per un intervallo di altezza compreso tra i 60 e i 65 piani, rappresentano la transizione verso il comportamento strutturale tridimensionale 'a tubo'. In queste configurazioni, la rigidezza non è distribuita uniformemente lungo tutto il perimetro dell'edificio ma è concentrata su lati specifici, spesso i più corti, o organizzata in forme planimetriche a 'C' o a 'doppia C'. Tale soluzione nasce sovente da esigenze architettoniche che richiedono ampie aperture o vetrate continue su determinate facciate, impedendo la realizzazione di un perimetro strutturale continuo. Nonostante la discontinuità, grazie all'utilizzo di colonne esterne molto ravvicinate collegate da travi di fascia rigide, la struttura riesce a mobilitare un parziale comportamento a mensola incastrata. Infine, la Tipologia IV (*Tubular System*), comprende sistemi di tipo *Framed Tube*, *Bundled Tube* e *Trussed Tube*. Questa tipologia è adottata per strutture che raggiungono un numero di piani tra gli 80 e i 110. L'intera struttura perimetrale lavora come una trave a cassone cava a sbalzo incastrata alla base, massimizzando il braccio di leva interno dell'edificio. Tuttavia, in tubi molto larghi si verifica il fenomeno dello *shear lag*, che riduce l'efficienza delle colonne centrali delle facciate. Per mitigare tale effetto, si ricorre al *Bundled Framed Tube*, dove l'affiancamento di più moduli tubolari introduce setti rigidi interni che riducono il ritardo di taglio. L'efficienza può essere ulteriormente incrementata nella variante *Trussed Tube*, grazie alla presenza di diagonali esterne. Nelle Figure 5, 6, 7 e 8 sono riportati alcuni esempi di grattacieli famosi che impiegano il sistema costruttivo con *outrigger* e *belt truss*. Per ciascuna opera, la didascalia riporta la denominazione, la collocazione geografica e la data di completamento.



Figura 5: Petronas Towers, Kuala Lumpur (1996).



Figura 6: Two International Finance Centre, Hong Kong (2003).



Figura 7: Taipei 101, Taipei (2004).

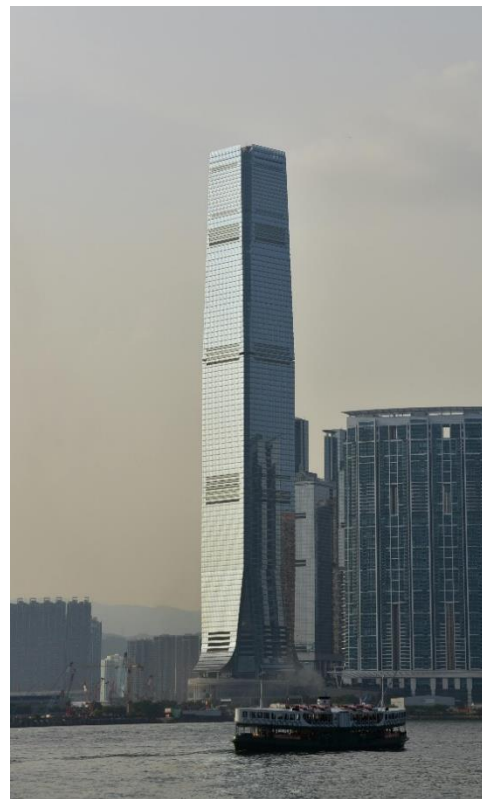


Figura 8: International Commerce Centre, Hong Kong (2010).

1.3. Sistema strutturale dei casi studio

A seguito della classificazione generale, è necessario approfondire la Tipologia II (*Interacting System*), focalizzandosi sul sistema strutturale con *outrigger* e *belt truss*. Tale configurazione, che caratterizza i quattro casi studio del presente elaborato, viene qui descritta facendo riferimento agli studi di *Alhaddad et al. (2020) [5]* e *Taranath (1988) [6]*. Questo schema strutturale risponde all'esigenza, tipica degli edifici superiori ai 150 metri, di contenere gli spostamenti laterali interpieno entro soglie accettabili per il comfort degli occupanti e la funzionalità degli impianti, senza incorrere in costi proibitivi legati al sovradimensionamento delle sezioni. Il principio statico si basa sull'accoppiamento meccanico tra un nucleo centrale controventato e le colonne perimetrali esterne, ottenuto tramite bracci rigidi (*outrigger*) e fasce reticolari perimetrali (*belt trusses*). L'efficienza del sistema risiede nella capacità di mobilitare la rigidezza assiale delle colonne esterne per contrastare i carichi laterali. Mentre il nucleo assorbe il taglio, le *belt truss* agiscono come “cinture” rigide che distribuiscono gli sforzi coinvolgendo tutte le colonne perimetrali (e non solo quelle direttamente connesse ai bracci degli *outrigger*), garantendo un incremento di rigidezza globale stimato spesso tra il 25% e il 30%. Un ulteriore vantaggio di questa connessione rigida è la mitigazione degli accorciamenti differenziali tra nucleo e perimetro, dovuti a variazioni termiche o squilibri di carico assiale: il sistema ridistribuisce le forze, fornendo vincoli di trazione o compressione che uniformano le deformazioni verticali. Il comportamento meccanico è illustrato nella figura 9. Se un nucleo isolato si comporta come una mensola a sbalzo libera di ruotare in sommità, l'introduzione degli *outrigger* ne vincola la rotazione. Sotto l'azione di forze orizzontali, i bracci rigidi trasferiscono una coppia di forze alle colonne esterne: quelle sopravento vengono tese, mentre quelle sottovento vengono compresse. Questa reazione assiale genera un momento stabilizzante che inverte parzialmente la curvatura del nucleo, trasformando la deformata da una semplice mensola a una curva con un punto di flesso. L'effetto netto è una drastica riduzione del momento flettente alla base del nucleo e degli spostamenti laterali in sommità.

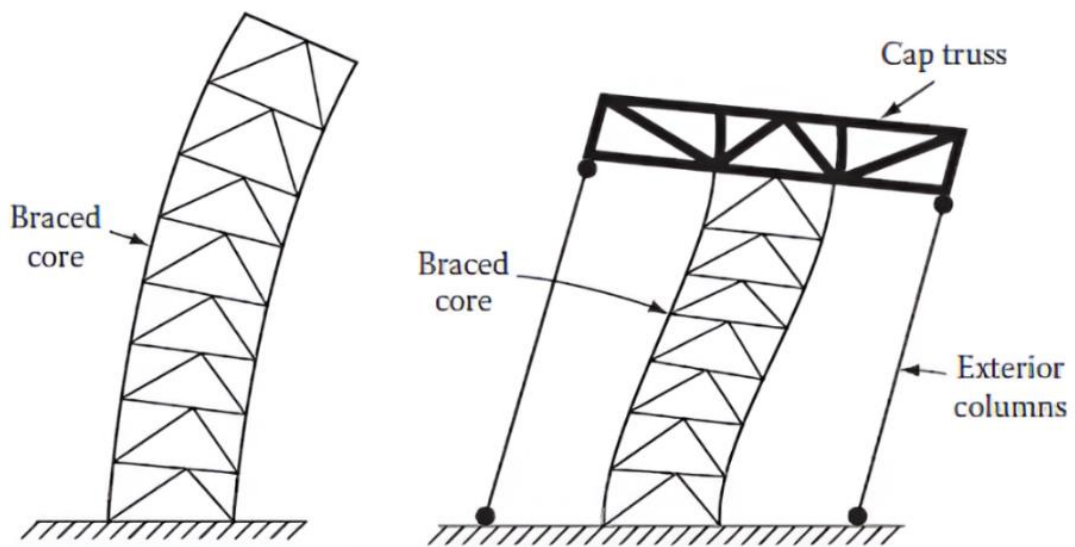


Figura 9: comportamento a mensola del singolo nucleo controventato (a sinistra); inversione di curvatura indotta dall'interazione con le colonne perimetrali tramite travatura di sommità (cap truss) (a destra).

Di seguito, vengono riportati i principali elementi che compongono questa tipologia strutturale:

- Sistema strutturale interno: può essere costituito da un nucleo controventato in acciaio, un nucleo in calcestruzzo o un nucleo composito acciaio-calcestruzzo.
- Sistema strutturale esterno: funge da elemento reagente e può configurarsi come un telaio perimetrale a nodi rigidi, un sistema a tubo intelaiato (*framed tube*) o, in casi complessi, un mega-telaio (*mega-frame*).
- *Outrigger*: rappresentano i collegamenti rigidi che accoppiano il nucleo interno con le colonne perimetrali. Possono essere realizzati mediante setti in calcestruzzo armato, travi parete o soluzioni ibride.
- *Belt truss*: è l'elemento di collegamento perimetrale che vincola tra loro le colonne esterne; la sua funzione è uniformare gli sforzi e mobilitare anche le colonne non direttamente connesse all'*outrigger*. Può essere costituita da una fascia reticolare, una parete in calcestruzzo armato o una trave alta.

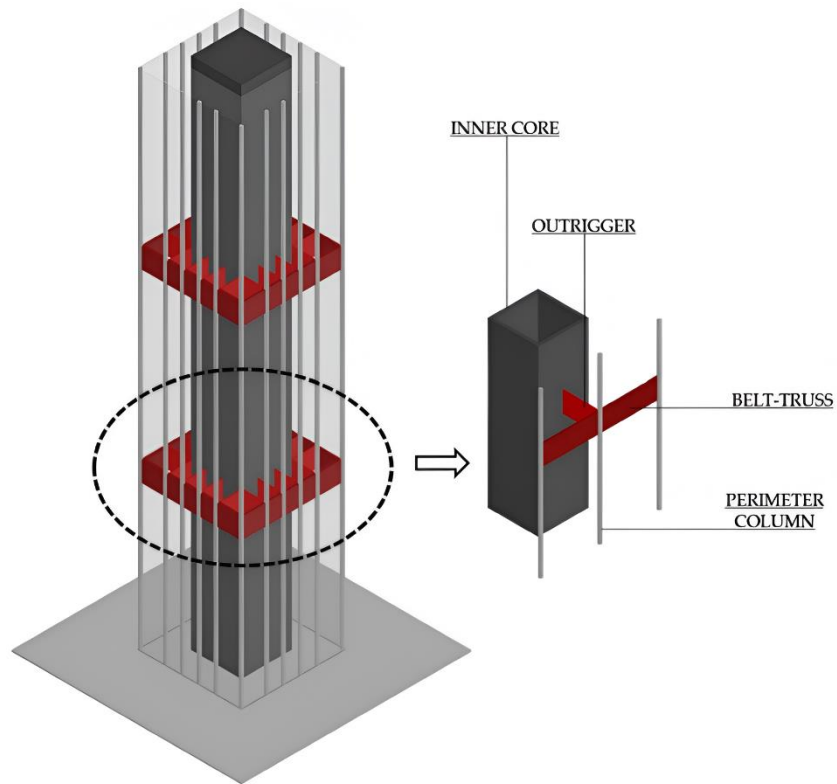


Figura 10: schematizzazione delle principali componenti del sistema strutturale di tipo telaio con outrigger e belt truss [7].

Dopo aver esaminato la tecnologia costruttiva adottata nei casi studio, si procederà ad analizzare nel dettaglio la metodologia e la tipologia di analisi scelta.

2. Metodologia di analisi

2.1. Analisi Dinamica Non Lineare (NLTHA).

La valutazione del comportamento sismico di una struttura può essere condotta attraverso diverse metodologie, classificate in funzione del crescente grado di complessità computazionale e di accuratezza nella stima della risposta:

- Analisi statica lineare (*Linear Static Analysis, LSA*);
- Analisi dinamica lineare o modale (*Response Spectrum Analysis, RSA*);
- Analisi statica non lineare (*Nonlinear Static Analysis o Pushover Analysis, NSA*);
- Analisi dinamica non lineare (*Nonlinear Time-History Analysis, NLTHA*).

Nel seguente elaborato, per lo studio dei casi in esame, è stata adottata l'analisi dinamica non lineare. Questa tipologia di analisi risulta essere molto più completa rispetto alle altre analisi, poiché consente di ottenere una riproduzione diretta fedele del fenomeno fisico reale: la risposta della struttura viene determinata attraverso l'integrazione nel dominio del tempo dell'equazione di equilibrio dinamico globale del sistema, impiegando un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti, unitamente all'uso di accelerogrammi come input sismico [8]. L'equazione di equilibrio dinamico globale del sistema, nella sua forma matriciale, è espressa come segue:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + F(U) = -MR\ddot{x}_g$$

dove:

M e C sono, rispettivamente, la matrice di massa e la matrice di smorzamento del sistema;

\ddot{U} , \dot{U} sono i vettori, rispettivamente, delle accelerazioni nodali e delle velocità nodali;

$F(U)$ è una funzione non lineare degli spostamenti nodali;

R è il vettore di trasformazione: distribuisce l'accelerazione del suolo ai vari gradi di libertà della struttura.

\ddot{x}_g è l'accelerazione sismica alla base.

Sebbene per edifici ordinari di nuova progettazione le normative consentano spesso l'uso di analisi lineari, poiché la duttilità della struttura viene garantita in fase di progettazione e non deve essere verificata a posteriori, per la tipologia strutturale in oggetto (edifici alti) l'approccio non lineare diventa imprescindibile: è di fondamentale importanza l'utilizzo di analisi non lineari poiché, non solo si tiene conto delle non linearità dei materiali e delle non linearità geometriche, ma anche degli effetti dei modi di vibrare superiori. L'obiettivo dell'elaborato è la comprensione e la caratterizzazione della fragilità sismica delle quattro strutture analizzate: questo concetto verrà approfondito nel capitolo sottostante.

2.2. Analisi di fragilità sismica

La fragilità sismica di una struttura è definita come la probabilità condizionata che la domanda sismica (D) superi una determinata capacità (C) associata al collasso o al raggiungimento di uno specifico stato limite (*Limit State, LS*), dato un livello di intensità sismica (*Intensity Measure, IM*). La stima delle curve di fragilità attraverso analisi dinamiche non lineari rappresenta un passaggio cruciale nella procedura di valutazione prestazionale. Inoltre, tali curve possono essere combinate con le curve di pericolosità sismica del sito per calcolare il tasso medio annuo di superamento dello stato limite considerato [9].

È opportuno precisare che la fragilità costituisce una grandezza intrinsecamente incerta, influenzata da molteplici elementi di variabilità sia aleatoria che epistemica (*Bakalis e Vamvatsikos, 2018*) [10]. Tali incertezze sono riconducibili principalmente ai seguenti fattori:

- Variabilità della domanda sismica: riguarda la dispersione della risposta strutturale quando il modello viene sollecitato da accelerogrammi differenti, seppur scalati alla medesima intensità.
- Incertezza di modellazione: nasce dalla necessità di semplificare il modello numerico, cercando il compromesso ottimale tra l'accuratezza necessaria a riprodurre il comportamento reale della struttura e il contenimento dell'onere computazionale.

- Incertezza legata al metodo: questa tipologia deriva da imperfezioni metodologiche, come ad esempio una regressione inadeguata o l'adozione di una strategia di analisi impropria (es. l'uso dell'analisi statica non lineare per un edificio alto).
- Incertezza parametrica: legata alla definizione delle proprietà del modello, dovuta sia alla conoscenza limitata sia alla variabilità statistica intrinseca delle grandezze meccaniche (ad es. resistenza dei materiali, duttilità, massa e rigidezza).
- Incertezza sulla capacità: riguarda la difficoltà di determinare univocamente la soglia di risposta strutturale che corrisponde a un determinato stato di danno, spesso a causa della scarsità o dispersione dei dati sperimentali disponibili.

La prima tipologia di incertezza è puramente aleatoria: la sua variabilità intrinseca non può essere ridotta; tuttavia, i parametri statistici che la descrivono possono essere stimati in modo più robusto e affidabile eseguendo un numero elevato di analisi. La seconda e la terza sono invece di natura prevalentemente epistemica. Le ultime due categorie presentano una natura ibrida: sono in parte aleatorie, poiché grandezze come la duttilità mostrano una variabilità intrinseca non eliminabile, e in parte epistemiche, in quanto l'incertezza può essere parzialmente ridotta attraverso l'acquisizione di maggiori informazioni (es. prove in situ, campagne sperimentali o studi su tipologie strutturali analoghe).

Tra i diversi approcci esistenti in letteratura per la derivazione delle curve di fragilità, nel seguente elaborato si è scelto di procedere per via analitica, basandosi sui risultati di analisi dinamiche non lineari. Nello specifico, la metodologia adottata è quella della *Multiple-Stripe Analysis (MSA)*.

2.3. *Multiple-Stripe Analysis (MSA)*

La *Multiple-Stripe Analysis (MSA)* è una metodologia che prevede l'esecuzione di gruppi di analisi dinamiche non lineari, definiti *stripes* (strisce), condotte per molteplici livelli di intensità sismica *IM*. Ad ogni striscia appartengono diversi accelerogrammi che vengono utilizzati come input sismici, scalati ad un medesimo valore di intensità di riferimento.

La peculiarità di tale approccio risiede nella selezione degli accelerogrammi per ogni periodo di ritorno: per ciascun livello di intensità, infatti, è possibile utilizzare un *set* di registrazioni differente, scelto sulla base delle analisi di disaggregazione della pericolosità sismica. Ciò garantisce che gli input siano rappresentativi dello scenario sismico, in termini di magnitudo e distanza, che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito per quel livello di intensità. Con questo approccio, non è necessario condurre le analisi fino a livelli di intensità tali per cui tutti gli accelerogrammi portino la struttura al collasso: infatti, i risultati dell'analisi forniscono direttamente la frazione dei moti del suolo che inducono il collasso per ogni livello di intensità. Come dimostrato da *Baker* [9], questo metodo rappresenta un'alternativa più accurata ed efficiente per la stima delle curve di fragilità rispetto all'Analisi Dinamica Incrementale (*Incremental Dynamic Analysis, IDA*).

A livello operativo, la procedura applicata nel presente studio si è articolata in diverse fasi. In primo luogo, sono stati implementati modelli strutturali in grado di cogliere sia le non linearità dei materiali sia quelle geometriche. Successivamente, sono stati definiti i livelli di intensità *IM* con i rispettivi set di accelerogrammi e i parametri ingegneristici di domanda (*Engineering Demand Parameter, EDP*) di interesse. Infine, sono state eseguite le analisi dinamiche non lineari e si è proceduto all'elaborazione statistica dei risultati ottenuti.

2.3.1. Definizione della Misura di Intensità (*IM*)

Al fine di ottenere stime il più accurate e rigorose possibile, si è scelto di adottare come parametro di misura di intensità sismica (*Intensity Measure, IM*), l'accelerazione spettrale media (*Average Spectral Acceleration, AvgS_a*). Tale parametro, diversamente dalla singola accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ o dalla *PGA* (*Peak Ground Acceleration*), viene calcolato come media logaritmica delle ordinate spettrali valutate su un prefissato intervallo di periodi.

Questa scelta permette di tenere conto non solo dell'influenza dei modi superiori di vibrazione, ma anche dell'allungamento del periodo dovuto al progressivo danneggiamento della struttura. Inoltre, poiché l'obiettivo del presente lavoro è quello di studiare il comportamento di quattro strutture differenti, l'adozione di questo parametro

si rivela la scelta più indicata: essa permette infatti di utilizzare la medesima selezione di accelerogrammi per tutte le strutture, favorendo confronti diretti che altrimenti risulterebbero metodologicamente scorretti.

L'accelerazione spettrale media $AvgS_a$ si calcola tramite la seguente equazione:

$$\ln(AvgS_a) = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot \sum_{i=1}^n \ln(S_a(T_i))$$

dove:

n è il numero di $S_a(T_i)$ di cui viene calcolata la media.

La media e la varianza di $\ln(AvgS_a)$ si calcolano, rispettivamente, nel seguente modo:

$$\mu_{\ln(AvgS_a)|rup} = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot \sum_{i=1}^n \mu_{\ln(S_a(T_i))|rup}$$

$$var(\ln(AvgS_a)|rup) = \left(\frac{1}{n}\right)^2 \cdot \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{\ln(S_a(T_i)), \ln(S_a(T_j))} \cdot \sigma_{\ln(S_a(T_i))|rup} \cdot \sigma_{\ln(S_a(T_j))|rup}$$

dove:

$\mu_{\ln(S_a(T_i))|rup}$ e $\sigma_{\ln(S_a(T_i))|rup}$ rappresentano, rispettivamente, la media logaritmica e la deviazione standard dell'accelerazione spettrale all' i -esimo periodo nell'intervallo selezionato per un dato scenario di rottura.

$\rho_{\ln(S_a(T_i)), \ln(S_a(T_j))}$ è il coefficiente di correlazione tra $\ln(S_a(T_i))$ e $\ln(S_a(T_j))$.

Di seguito vengono riportati i 18 livelli di intensità IM , in termini di $AvgS_a$, adottati per le quattro strutture in esame. Tali valori sono stati ricavati a partire da un'analisi probabilistica di pericolosità sismica (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA*), del sito in esame, la cui trattazione verrà citata in seguito ma non costituisce oggetto del presente elaborato.

Tabella 1: riassunto dei parametri di misura di intensità sismica (IM), in termini di $AvgS_a$.

IM	$AvgS_a$	IM	$AvgS_a$
[-]	[g]	[-]	[g]
1	0.020	10	0.158
2	0.028	11	0.192
3	0.036	12	0.231
4	0.041	13	0.295
5	0.050	14	0.368
6	0.063	15	0.414
7	0.082	16	0.495
8	0.103	17	0.623
9	0.128	18	0.714

2.3.2. Selezione degli accelerogrammi

Per la selezione degli accelerogrammi, è stata condotta un'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA*), al fine di determinare il tasso di superamento delle soglie di intensità IM nel sito di riferimento. Il sito assunto per i quattro casi studio è il comune di Cassino (FR), nel Lazio. Dal punto di vista territoriale, l'area si colloca a un'altitudine di circa 40 m s.l.m., ai piedi del rilievo di Montecassino, e ricade in Zona 2A (sismicità media) secondo la classificazione sismica nazionale. Ai fini della modellazione, in conformità con la classificazione dell'Eurocodice 8, è stato assunto un suolo di categoria C.

Per eseguire sia la *PSHA* sia la successiva disaggregazione della pericolosità sismica è stato utilizzato il software *REASSESS V2.0*, allo scopo di identificare i contributi di

pericolosità forniti dai diversi scenari di rottura, definiti in termini di magnitudo M_W , distanza R e numero di deviazioni standard ε [11].

Essendo stata adottata la *Multiple-Stripe Analysis (MSA)* come metodologia di analisi dinamica non lineare, sono stati considerati 18 valori discreti di IM . Ciascuno di essi rappresenta una “striscia” associata a un determinato periodo di ritorno (*Return Period, RP*) e ad una specifica probabilità di superamento durante la vita utile dell'edificio. Per ognuno di questi 18 livelli di intensità si è proceduto alla selezione di un *set* dedicato di 40 accelerogrammi (20 coppie per le due direzioni orizzontali principali). Successivamente, per ciascun accelerogramma si è proceduto al calcolo dell'accelerazione spettrale media $AvgS_a$, utilizzando la formula presentata nel paragrafo precedente, valutata nel seguente intervallo di periodi: da $0.2 T_1$ a $1.5 T_1$ dove T_1 è il periodo fondamentale di una singola struttura in esame [12].

Una volta calcolato il valore di ogni $AvgS_a$ per ogni registrazione, si è provveduto a scalare ciascun accelerogramma per renderlo compatibile con lo spettro *target* associato a ogni periodo di ritorno (*RP*). Nello specifico, lo spettro *target* da eguagliare nella selezione delle registrazioni è lo spettro condizionato (*Conditional Spectrum, CS*), basato sull'accelerazione spettrale media $AvgS_a$. Quest'ultimo permette di rappresentare l'intera distribuzione dello spettro per tutti i periodi, fornendo sia i valori spettrali attesi sia la loro variabilità. Tale variabilità è tenuta in considerazione adottando valori non nulli della deviazione standard nella costruzione dello spettro stesso. Nei casi studio in esame, l'intervallo di periodi adottato copre non solo il periodo fondamentale delle quattro strutture, ma tiene opportunamente conto anche della loro elongazione in campo non lineare (allungamento del periodo a causa del danneggiamento).

La tabella sottostante riassume le caratteristiche degli accelerogrammi selezionati.

Tabella 2: principali caratteristiche dei set di accelerogrammi selezionati.

<i>Stripe</i>	Stato limite	Periodo di ritorno	Intervallo di scala	Probabilità di superamento in 50 anni
[-]	[-]	[anni]	[-]	[%]
1		20	0.5 – 2.0	92
2	SLO	30	0.6 – 1.9	81
3		42	0.7 – 1.8	70
4	SLD	50	0.7 – 1.9	63
5		72	0.6 – 2.0	50
6		98	0.7 – 2.0	40
7		152	0.5 – 1.8	28
8		224	0.7 – 2.0	20
9		308	0.5 – 1.9	15
10	SLV	475	0.6 – 2.4	10
11		689	0.7 – 5.0	7
12	SLC	975	0.6 – 4.7	5
13		1642	0.7 – 4.8	3
14		2475	1.0 – 4.8	2
15		3308	1.2 – 4.7	1.5
16		4975	1.2 – 4.7	1
17		7118	1.5 – 4.9	0.7
18		9975	1.7 – 4.9	0.5

A titolo illustrativo, si riportano di seguito due esempi di disaggregazione della pericolosità sismica e di selezione degli accelerogrammi per i periodi di ritorno associati a due specifici Stati Limite: 50 anni per lo Stato Limite di Danno (SLD) e 475 anni per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). I restanti grafici sono consultabili in Appendice. Si precisa che i grafici di disaggregazione sono stati elaborati a partire dai dati di R. Nascimbene ed E. Brunesi, mentre le figure relative alla selezione degli accelerogrammi sono state fornite integralmente dagli stessi autori.

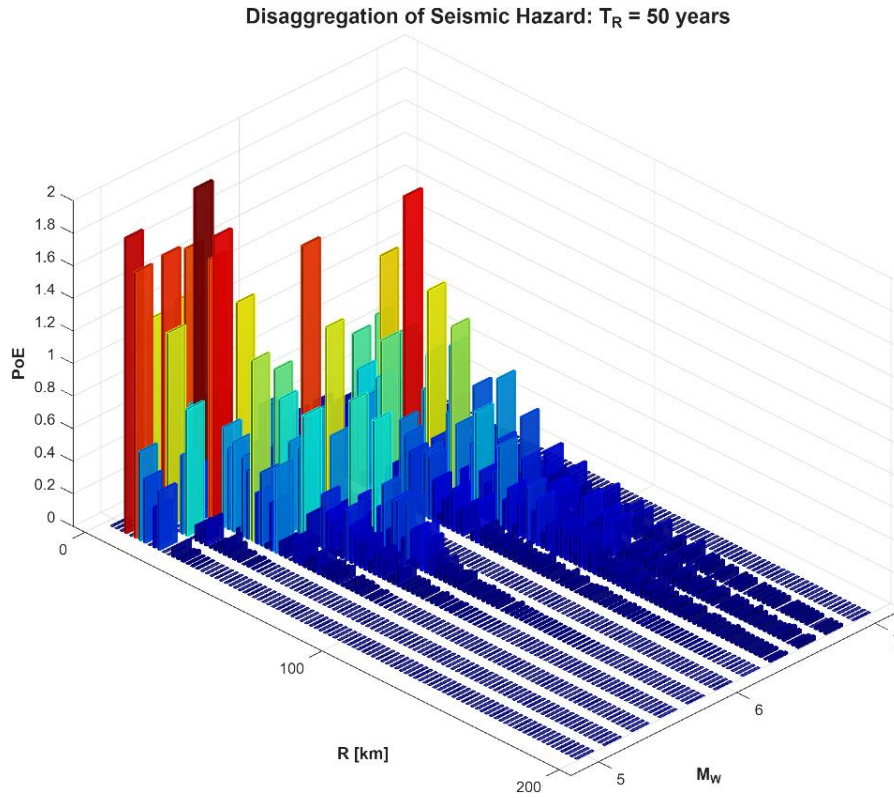


Figura 11: disaggregazione della pericolosità sismica per periodo di ritorno $T_R = 50$ anni (SLD).

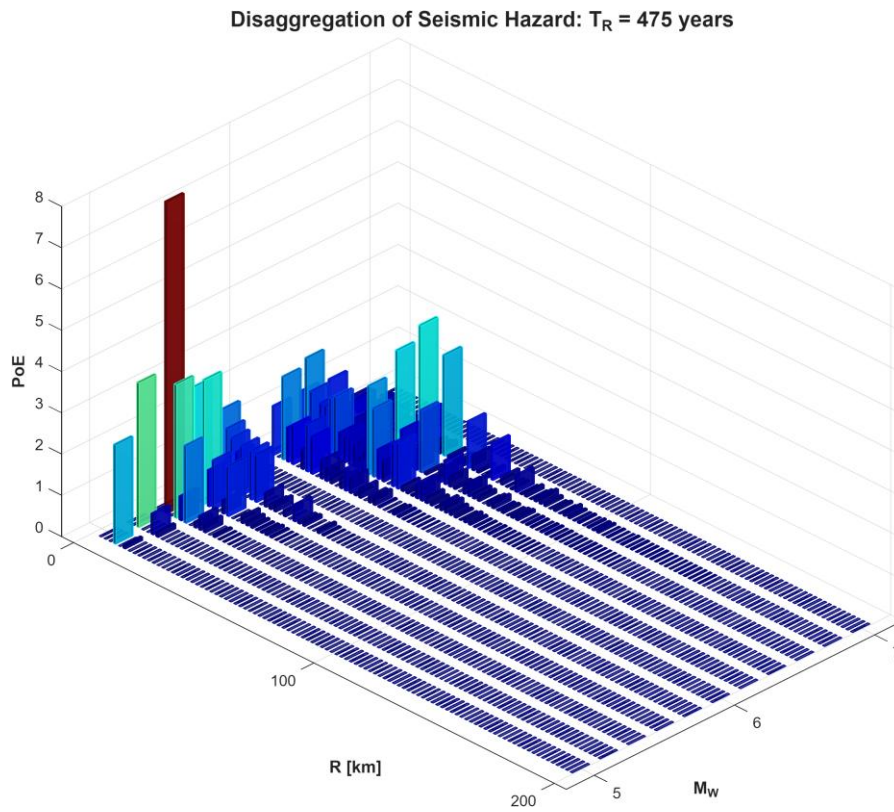


Figura 12: disaggregazione della pericolosità sismica per periodo di ritorno $T_R = 475$ anni (SLV).

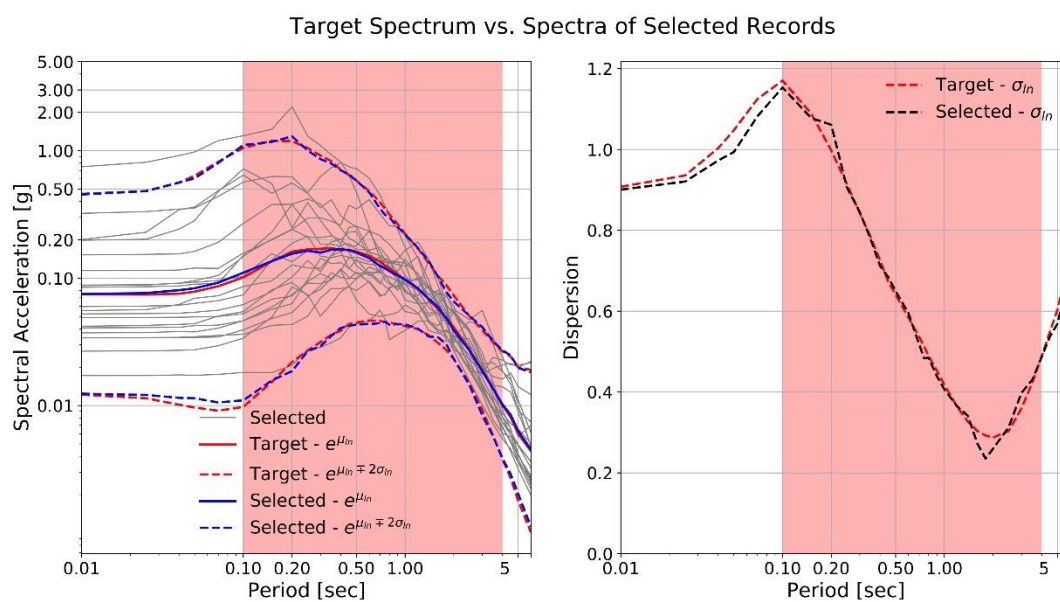


Figura 13: selezione degli accelerogrammi per il periodo di ritorno di 50 anni (SLD).

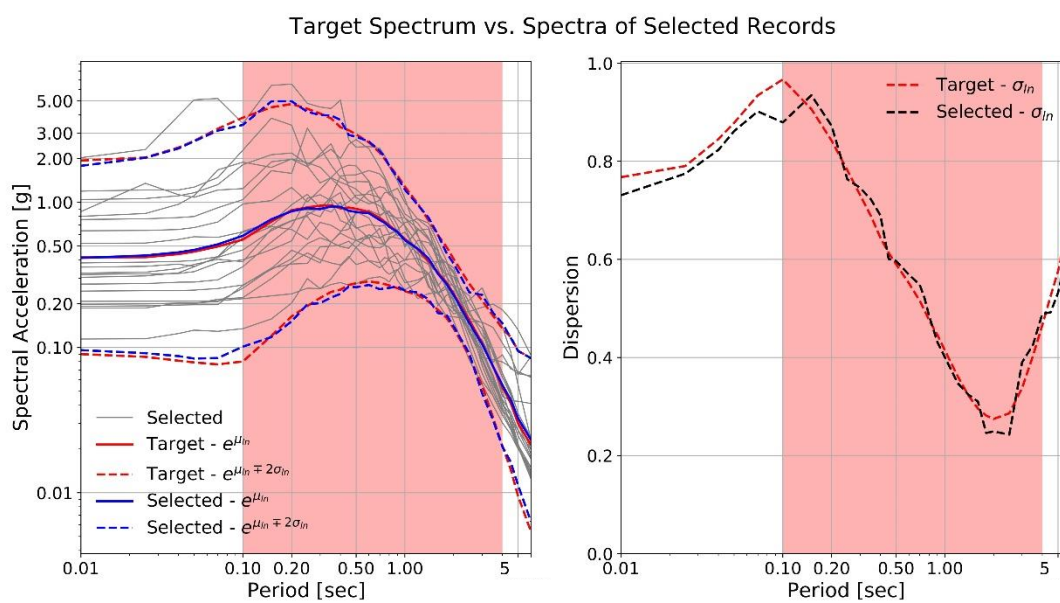


Figura 14: selezione degli accelerogrammi per il periodo di ritorno di 475 anni (SLV).

2.3.3. Definizione del Parametro Ingegneristico di Domanda (*EDP*)

Come definito in letteratura, il parametro ingegneristico di domanda (*Engineering Demand Parameter, EDP*), consiste in una grandezza scalare non negativa impiegata per descrivere la risposta di un sistema strutturale soggetto ad azione sismica [13]. Per le finalità del presente elaborato, si è scelto di adottare come *EDP* sia il *drift* interpiano massimo assoluto, indicato con *IDR* (*Inter-storey Drift Ratio*), sia l'accelerazione massima di piano, solo per il caso limite di collasso.

Nello specifico, per ciascuna configurazione strutturale, per ogni livello di intensità sismica *IM* e per ogni singolo accelerogramma applicato, sono stati registrati i profili degli spostamenti di piano e i profili delle accelerazioni di piano. A partire da questi dati, si è proceduto con il calcolo dei *drift* interpiano IDR_1, \dots, IDR_n e la valutazione delle accelerazioni massime per tutti gli *n* piani dell'edificio; il *drift* interpiano è stato valutato come la differenza dello spostamento orizzontale tra due piani consecutivi, normalizzata rispetto alla relativa altezza interpiano. Tra tutti i valori registrati lungo l'altezza della struttura, per entrambi i parametri, sono stati infine isolati i valori massimi in modulo, assunti proprio come *EDP* di riferimento per la valutazione delle prestazioni.

2.3.4. Definizione degli Stati Limite di Danno

Ai fini della valutazione del danneggiamento delle quattro strutture in esame, per quanto riguarda il *drift* interpiano, la definizione dei valori soglia per il parametro ingegneristico di domanda *EDP* è stata condotta seguendo le indicazioni della normativa americana *FEMA 356* (*Table CI-3*) [14].

Il codice *FEMA 356* individua tre principali livelli prestazionali o stati limite, i quali possono essere messi in stretta correlazione con quelli definiti dalla normativa italiana ed europea. Nello specifico delle tipologie strutturali studiate (telai in acciaio controventati), tali stati limite vengono descritti nel seguente modo:

- *Immediate Occupancy (IO)*: in corrispondenza di questo stato limite si verifica il raggiungimento dello snervamento o si innescano fenomeni di instabilità di lieve entità nei controventi.

- *Life Safety (LS)*: in corrispondenza di questo stato limite, molti controventi si snervano o subiscono instabilità, senza tuttavia giungere al collasso globale. Diverse connessioni possono aver raggiunto la rottura.
- *Collapse Prevention (CP)*: in corrispondenza di questo stato limite, si verificano snervamento e instabilità diffusi nei controventi in maniera estesa; un numero significativo di elementi e di relative connessioni può giungere a rottura.

Oltre ai tre stati limite definiti dalla normativa, ai fini dell'analisi è stato considerato un ulteriore livello prestazionale:

- *Collapse (C)*: pur non essendo esplicitamente riportato dal codice *FEMA 356*, tale stato limite è stato introdotto per rappresentare convenzionalmente la crisi globale del sistema. A tale condizione è stato associato il raggiungimento di un valore limite di *drift* interpiano pari al 4.0%.

Di seguito si riportano i valori soglia di *EDP* assunti per le quattro strutture in esame, espressi in termini di *drift* interpiano:

Tabella 3: valori di *EDP* assunti in termini di *drift* interpiano.

Livello di prestazione strutturale	<i>FEMA 356</i>			<i>Collapse (C)</i>
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	<i>Life Safety (LS)</i>	<i>Collapse Prevention (CP)</i>	
	[%]	[%]	[%]	
$EDP_C = IDR_C$	0.5	1.5	2.0	4.0

Per quanto riguarda invece l'accelerazione di piano, si riporta come unico livello prestazionale il seguente:

- *Collapse (C)*: in corrispondenza di questo stato limite si raggiunge la completa inagibilità e perdita di funzionalità dell'edificio. Questo è dovuto sia ai danni riportati a livello strutturale, sia e soprattutto al danneggiamento degli elementi

non strutturali. A questa condizione è stato associato un valore limite di accelerazione di piano pari a 10 g.

2.4. Derivazione delle curve di fragilità

2.4.1. Valutazione dei punti di fragilità

A seguito del calcolo degli EDP per ciascun livello di intensità sismica IM , è possibile determinare la probabilità di eccedenza associata a ciascuna soglia di capacità EDP_c (corrispondenti ai livelli prestazionali IO , LS , CP e C). Questo calcolo viene eseguito per ogni striscia, rapportando il numero di analisi in cui si verifica la condizione di superamento della soglia ($EDP > EDP_c$) al numero complessivo di eventi simulati (pari a 40). Attraverso questa procedura si individua una serie di punti discreti che quantificano la probabilità di superare gli stati limite precedentemente descritti. Infine, per compiere una valutazione completa della vulnerabilità sismica, risulta necessario definire delle funzioni matematiche continue in grado di interpolare tali punti, costruendo così le curve di fragilità vere e proprie.

2.4.2. Procedura per il calcolo delle curve di fragilità

Una funzione di fragilità esprime la probabilità di superamento di uno specifico stato limite di una struttura in funzione di una misura di intensità IM [9]. In genere una funzione di fragilità può essere espressa con la seguente funzione di distribuzione cumulativa lognormale:

$$P(C|IM = x) = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x}{\theta} \right)}{\beta} \right)$$

dove:

$P(C|IM = x)$ è la probabilità che un accelerogramma di intensità $IM = x$ provochi il superamento di uno stato limite;

Φ è la funzione di distribuzione cumulativa normale standard (CDF);

θ è la mediana della funzione di fragilità, ovvero il livello di IM con il 50% di probabilità di superamento di uno stato limite;

β è la deviazione standard di $\ln(IM)$.

In genere, una curva di fragilità è caratterizzata da due importanti proprietà: in corrispondenza di un'intensità pari a zero, la probabilità di superamento è nulla; al tendere di IM all'infinito, la funzione deve assumere valore unitario. Spesso viene assunta anche una terza proprietà, ovvero la monotonia della funzione. Questa ipotesi si giustifica con il fatto che potrebbe esistere un intervallo di IM in cui la probabilità di eccedenza risulta inferiore rispetto a quella ottenuta per intensità più basse. Se ciò dovesse accadere, data l'anomalia del comportamento, bisognerebbe effettuare uno studio approfondito. Quindi, considerare questa terza proprietà ci permette di operare in condizioni di sicurezza [15].

Per valutare $P(C|IM = x)$, è necessario stimare i parametri θ e β dai risultati delle analisi, secondo le indicazioni fornite da *Baker* (2015) [9]: le stime di tali parametri saranno indicate come $\hat{\theta}$ e $\hat{\beta}$. Ad ogni livello di intensità $IM = x_j$, le analisi producono un certo numero di superamenti di uno stato limite su un numero totale di accelerogrammi. Assumendo che l'osservazione di superamento o di non-superamento per ogni accelerogramma sia indipendente dalle altre, la probabilità di osservare z_j superamenti su n_j accelerogrammi, dato un livello $IM = x_j$ è descritta dalla distribuzione binomiale:

$$P(z_j \text{ collapses in } n_j \text{ ground motions}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j}$$

dove:

il termine *collapses* presente nella formulazione originale si riferisce in generale ai superamenti dello stato limite considerato;

p_j è la probabilità che un accelerogramma di intensità $IM = x_j$ causi il superamento di uno stato limite.

L'obiettivo è identificare la funzione di fragilità in grado di prevedere la probabilità p_j . A tal fine, si utilizza il metodo della massima verosimiglianza (*Maximum Likelihood*), il quale identifica la funzione di fragilità che restituisce la più alta probabilità di osservare i dati di superamento ottenuti dall'analisi strutturale.

Quando i dati di analisi sono calcolati a molteplici livelli IM , si considera il prodotto delle probabilità binomiali a ciascun livello IM per ottenere la funzione di verosimiglianza relativa all'intero *set* di dati:

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j}$$

dove:

m è il numero di livelli di intensità IM considerati.

Π indica il prodotto esteso a tutti i livelli.

Sostituendo l'equazione di p_j , in modo da rendere espliciti i parametri di fragilità nella funzione di verosimiglianza, si ottiene:

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right)^{z_j} \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right) \right)^{n_j - z_j}$$

Le stime dei parametri della funzione di fragilità sono ottenute massimizzando questa funzione. Poiché risulta matematicamente equivalente e numericamente più semplice massimizzare il logaritmo della funzione di verosimiglianza, si procede con tale formulazione:

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{x_j}{\theta} \right)}{\beta} \right) \right) \right\}$$

Per ricavare i parametri della funzione di fragilità secondo l'approccio descritto, si è fatto ricorso agli strumenti resi disponibili dall'autore stesso¹.

¹ L'implementazione del metodo viene fornita da Baker ed è disponibile al seguente indirizzo web: <http://purl.stanford.edu/sw589ts9300>.

3. Casi studio analizzati

3.1. Definizione della geometria e caratteristiche

Definita la metodologia di analisi nel capitolo precedente, si procede ora alla descrizione dettagliata dei modelli selezionati come casi studio. Si considerano quattro edifici di diversa altezza, caratterizzati da una struttura in acciaio con *outrigger* e *belt truss*, tipologia strutturale già discussa in precedenza. Ciascun edificio presenta un numero di piani differente e, data un'altezza interpiano costante di 4 m, si individuano le seguenti configurazioni:

- Edificio 1: 15 piani (60 m)
- Edificio 2: 30 piani (120 m)
- Edificio 3: 45 piani (180 m)
- Edificio 4: 60 piani (240 m)

Tutti i casi studio presentano una pianta quadrata doppiamente simmetrica, con colonne posizionate secondo un passo costante di 8 m. L'ingombro totale in pianta varia in funzione della tipologia di edificio, distinguendo due configurazioni strutturali: per gli Edifici 1 e 2, la maglia è costituita da 6 x 6 campate (48 x 48 m), mentre per gli Edifici 3 e 4 essa si estende a 8 x 8 campate (64 x 64 m).

Il sistema resistente alle azioni orizzontali è affidato a un nucleo centrale a controventi concentrici (*Concentric Braced Frames, CBF*), accoppiato alle colonne perimetrali mediante bracci di *outrigger* disposti ogni quindici piani. La sezione del nucleo varia in funzione della tipologia di configurazione: esso occupa una porzione in pianta di 2 x 2 campate negli Edifici 1 e 2, mentre si estende per 4 x 4 campate negli Edifici 3 e 4.

In corrispondenza di ogni livello tecnico, il sistema è integrato da una *belt truss* alta un interpiano che percorre l'intero perimetro, garantendo la stabilità globale del sistema e assicurando la redistribuzione dei carichi in caso di danneggiamenti imprevisti.

Le principali caratteristiche geometriche e la configurazione dei livelli tecnici sono sintetizzate nella tabella riassuntiva sottostante.

Tabella 4: tabella riassuntiva contenente le principali caratteristiche geometriche dei quattro edifici analizzati.

Parametro	Edificio 1	Edificio 2	Edificio 3	Edificio 4
Altezza interpiano [m]	4	4	4	4
Numero di piani	15	30	45	60
Altezza totale [m]	60	120	180	240
Luce campate [m]	8	8	8	8
Numero campate per lato	6	6	8	8
Lunghezza lato [m]	48	48	64	64
Area di piano [m ²]	2304	2304	4096	4096
Area totale [m ²]	34560	69120	184320	245760
Posizione livelli <i>outrigger/belt truss</i>	15	15/30	15/30/45	15/30/45/60
Numero <i>belt truss</i> (ad ogni livello)	4	4	4	4
Numero <i>belt truss</i> (totale)	4	8	12	16
Numero <i>outrigger</i> (ad ogni livello)	4	4	4	4
Numero <i>outrigger</i> (totale)	4	8	12	16

Di seguito si riportano le rappresentazioni strutturali schematiche dei quattro edifici in esame. In particolare, sono stati evidenziati graficamente gli elementi che compongono il sistema resistente alle azioni orizzontali: il nucleo centrale, gli *outrigger* e le *belt truss*.

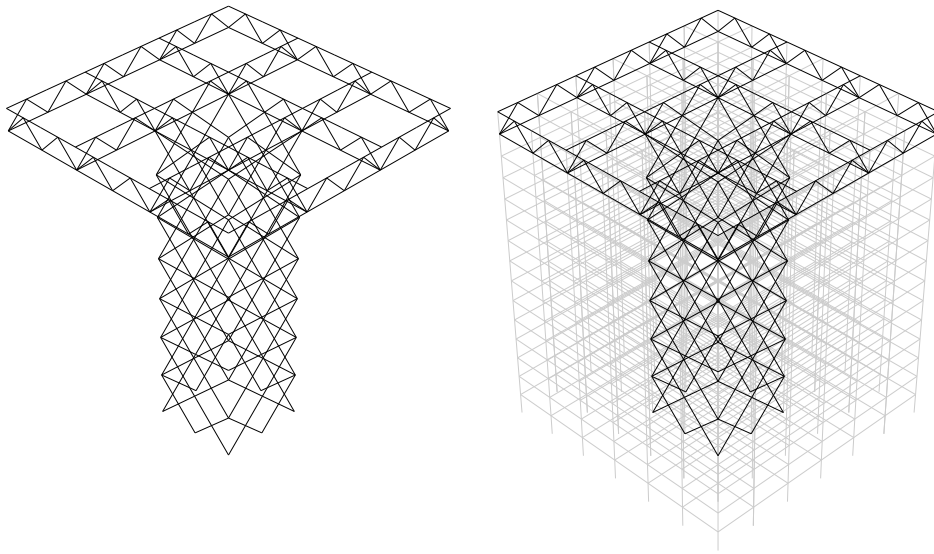


Figura 15: rappresentazione schematica della struttura tridimensionale dell'Edificio 1.

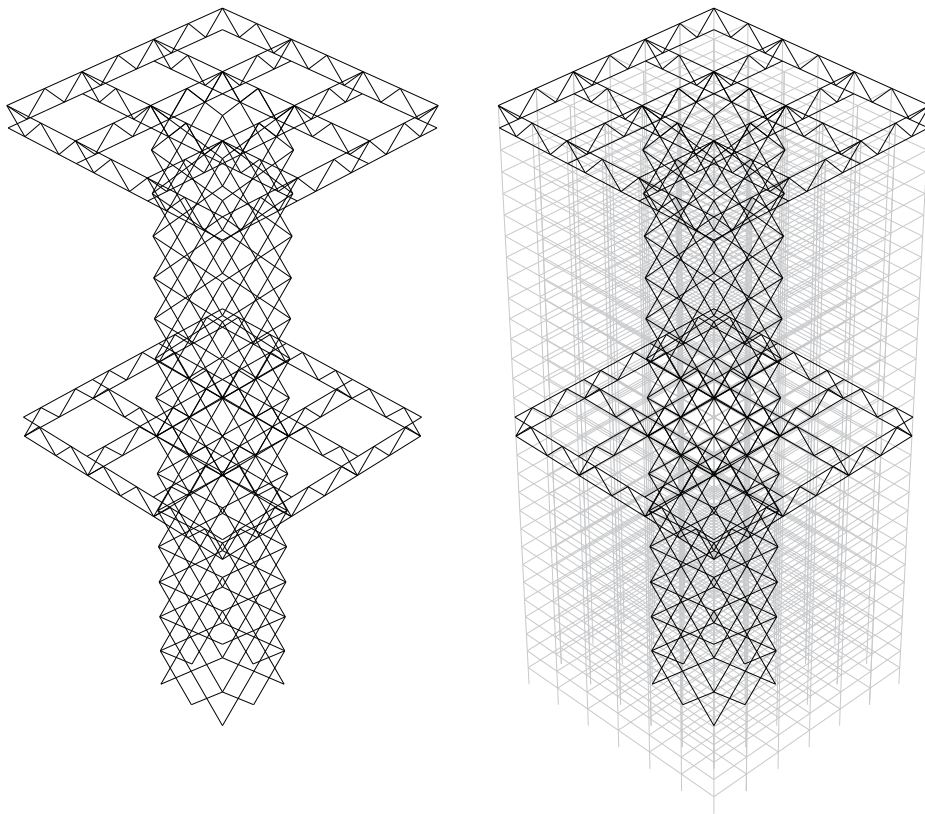


Figura 16: rappresentazione schematica della struttura tridimensionale dell'Edificio 2.

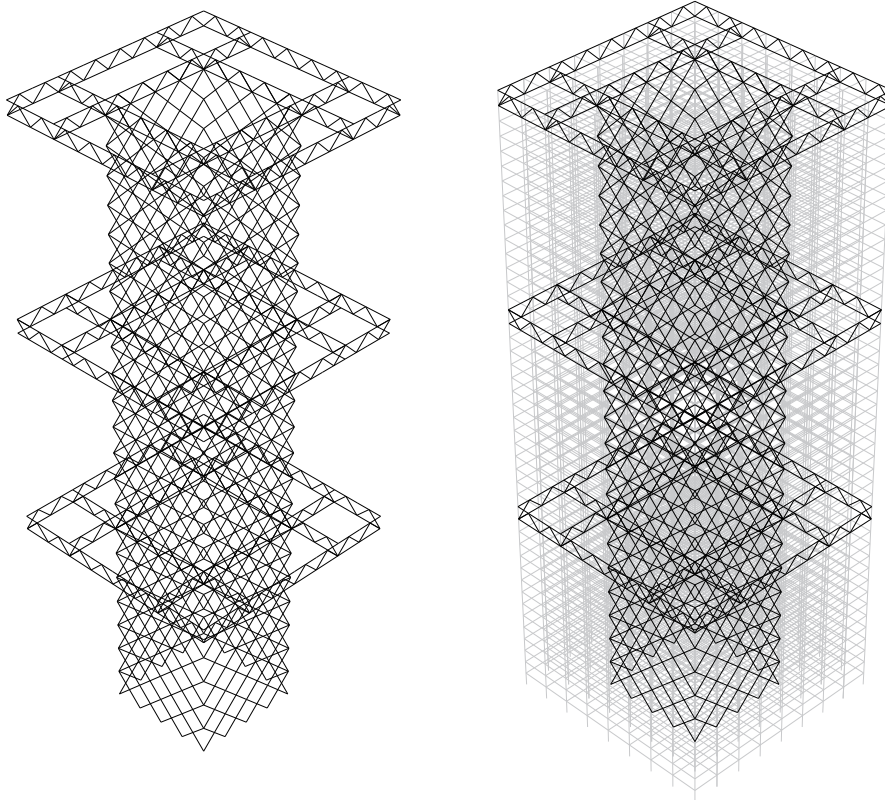


Figura 17: rappresentazione schematica della struttura tridimensionale dell'Edificio 3.

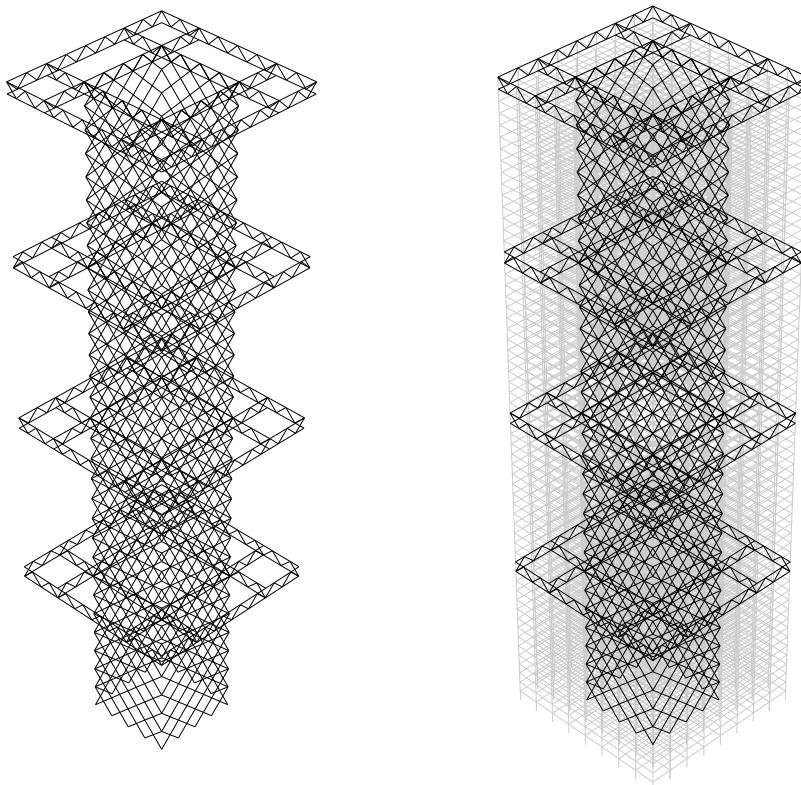


Figura 18: rappresentazione schematica della struttura tridimensionale dell'Edificio 4.

Si riportano i telai piani estratti dai modelli tridimensionali adottati per le analisi strutturali, evidenziando la disposizione altimetrica dei livelli tecnici dotati di sistemi di *outrigger*.

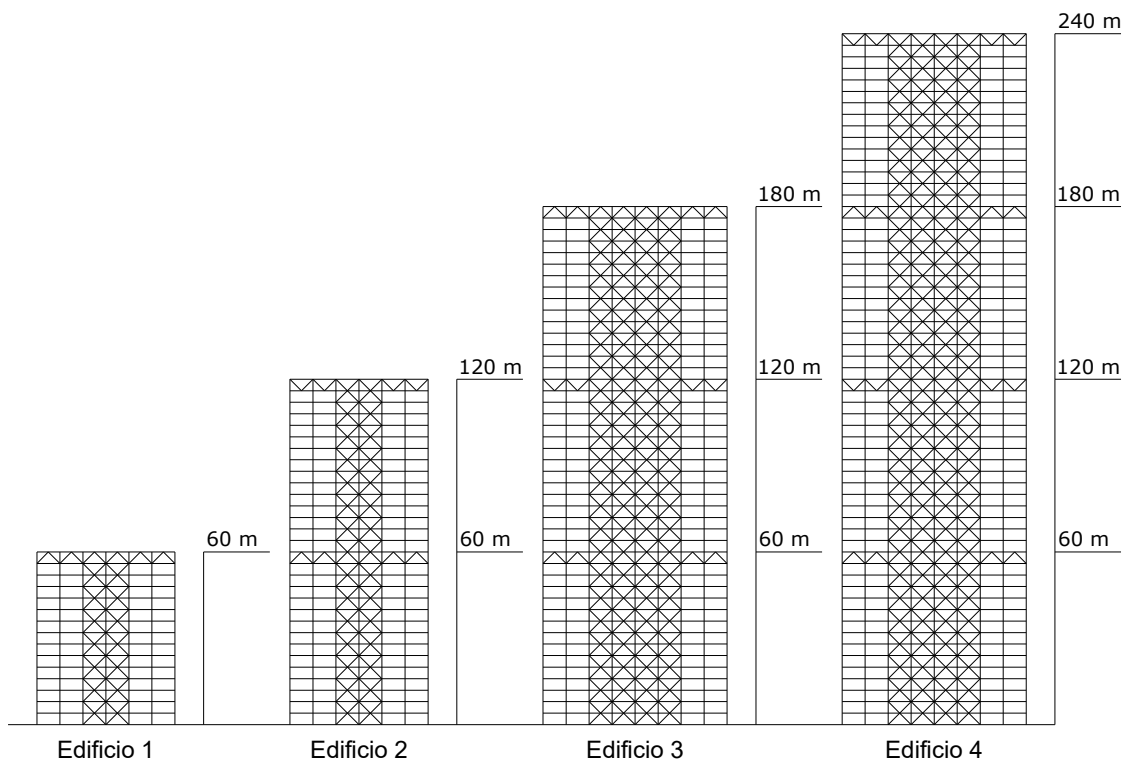


Figura 19: telai piani estratti dai modelli tridimensionali con quote dei livelli tecnici.

In Figura 20 vengono illustrati i dettagli quotati relativi ai livelli tecnici delle due configurazioni strutturali, per evidenziare la geometria reticolare degli *outrigger*.

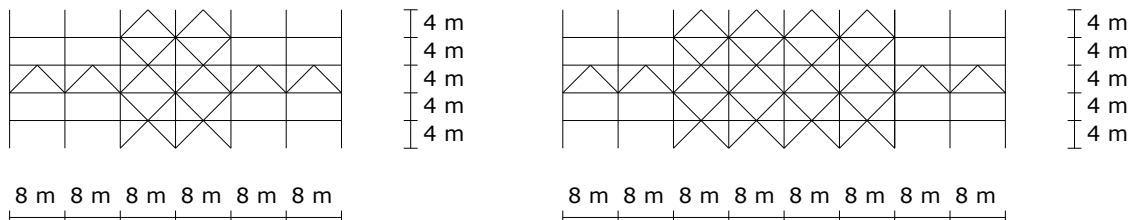


Figura 20: dettaglio quotato della geometria reticolare degli *outrigger*, per entrambe le configurazioni.

Nelle viste in pianta di Figura 21 vengono definite le dimensioni d'ingombro dei modelli, pari a 48 x 48 m per gli Edifici 1 e 2 e a 64 x 64 m per gli Edifici 3 e 4. Le linee con spessore maggiore lungo il perimetro identificano la posizione delle *belt truss*.

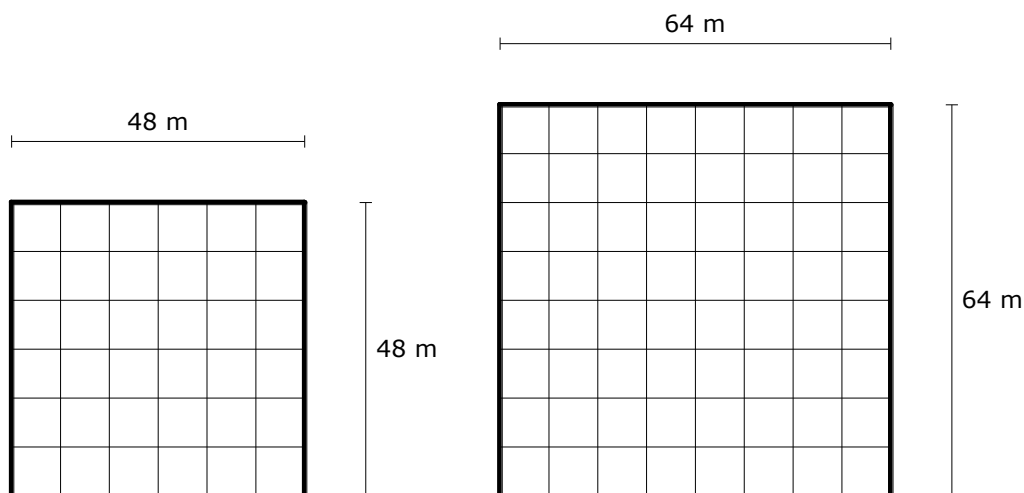


Figura 21: vista in pianta dei telai strutturali con evidenziazione delle *belt truss*, per entrambe le configurazioni.

In Figura 22, le linee spesse evidenziano il posizionamento degli *outrigger* che connettono il nucleo centrale alle colonne perimetrali. Le linee tratteggiate individuano, invece, la posizione dei telai introdotti in Figura 19, scelti per le analisi in quanto ritenuti i più rappresentativi del comportamento strutturale globale di ciascun edificio.

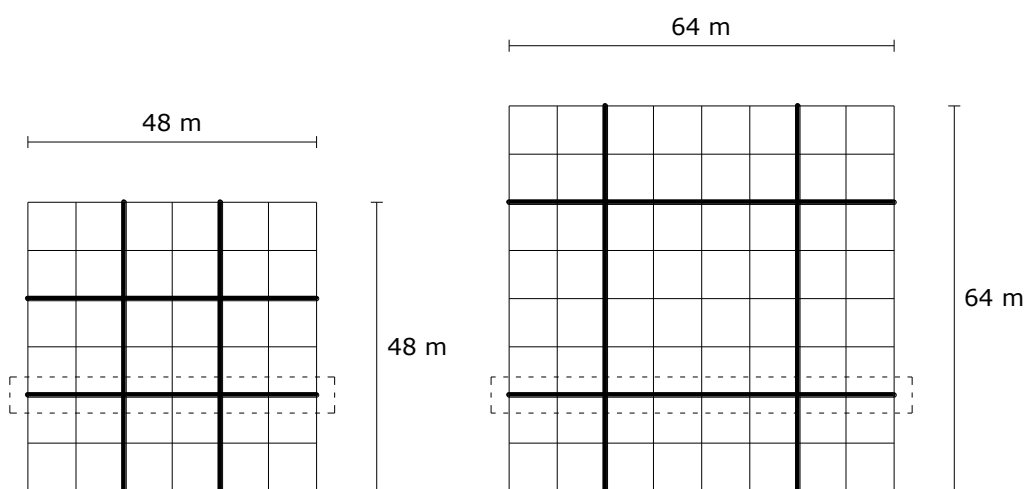


Figura 22: vista in pianta con localizzazione degli *outrigger* e dei telai utilizzati per le analisi, per entrambe le configurazioni.

Infine, lo schema di Figura 23 mostra la delimitazione della parte interna della struttura: il riquadro centrale a linea spessa individua il nucleo rigido controventato, evidenziandone l'estensione in relazione all'ingombro totale.

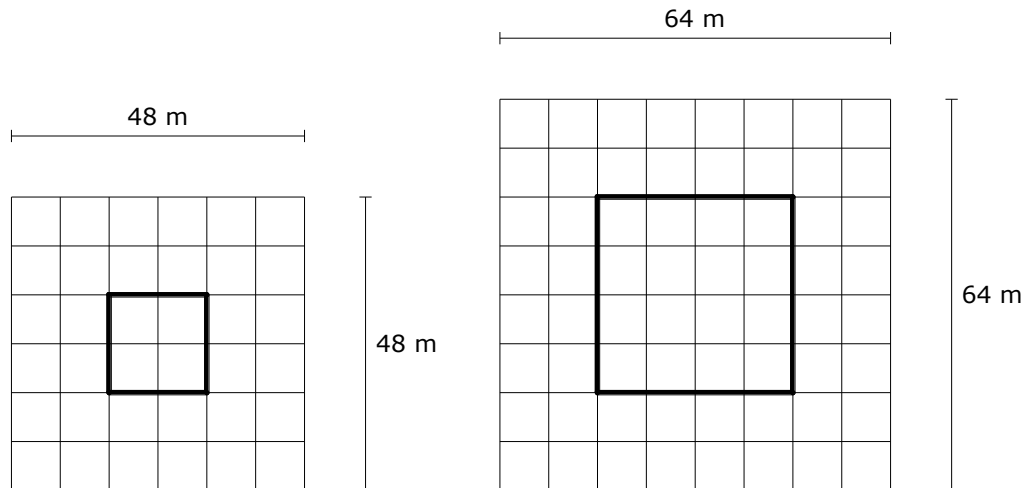


Figura 23: vista in pianta con evidenziazione del nucleo centrale controventato, per entrambe le configurazioni.

Per ciascuna tipologia di elemento strutturale relativo ai quattro casi studio, si specificano di seguito la sezione e la classe di acciaio adottate:

- Colonne: sezioni di tipo HD in acciaio S450, caratterizzate da una riduzione graduale delle sezioni al crescere della quota
- Travi: sezioni di tipo IPE 400 in acciaio S275, caratterizzate da una dimensione delle sezioni costante per tutta l'altezza.
- *Outrigger*: sezioni di tipo HD in acciaio ad alta resistenza S700, caratterizzate dalla presenza esclusiva in corrispondenza dei piani tecnici (15/30/45/50).
- Controventi: sezioni di tipo SHS in acciaio S700, caratterizzate da una riduzione graduale delle sezioni al crescere della quota.

L'utilizzo di diverse classi di acciaio è finalizzato a garantire la gerarchia delle resistenze. Il predimensionamento e le verifiche delle quattro strutture non vengono approfonditi nel seguente elaborato poiché non costituiscono l'obiettivo principale di questo studio.

Tabella 5: tipologie di sezioni e relativi materiali adottati per l'Edificio 1.

Edificio 1			
Elementi	Piani	Sezione	Materiale
Colonne	1-5	HD 400x287	S450
	6-10	HD 400x216	S450
	11-15	HD 400x187	S450
Travi	1-15	IPE 400	S275
<i>Outrigger</i>	15	HD 400x187	S700
Controventi	1-5	SHS 250x12.5	S700
	6-10	SHS 200x12.5	S700
	11-15	SHS 180x12.5	S700

Tabella 6: tipologie di sezioni e relativi materiali adottati per l'Edificio 2.

Edificio 2			
Elementi	Piani	Sezione	Materiale
Colonne	1-5	HD 400x634	S450
	6-10	HD 400x509	S450
	11-15	HD 400x422	S450
	16-20	HD 400x422	S450
	21-30	HD 400x216	S450
Travi	1-30	IPE 400	S275
<i>Outrigger</i>	15/30	HD 400x314	S700
Controventi	1-5	SHS 250x12.5	S700
	6-15	SHS 250x12.5	S700
	16-20	SHS 200x12.5	S700
	21-30	SHS 180x12.5	S700

Tabella 7: tipologie di sezioni e relativi materiali adottati per l'Edificio 3.

Edificio 3			
Elementi	Piani	Sezione	Materiale
Colonne	1-5	HD 400x900	S450
	6-10	HD 400x634	S450
	11-20	HD 400x509	S450
	21-30	HD 400x314	S450
	31-45	HD 400x187	S450
Travi	1-45	IPE 400	S275
Outrigger	15/30/45	HD 400x314	S700
Controventi	1-10	SHS 300x20	S700
	11-20	SHS 250x16	S700
	21-45	SHS 200x16	S700

Tabella 8: tipologie di sezioni e relativi materiali adottati per l'Edificio 4.

Edificio 4			
Elementi	Piani	Sezione	Materiale
Colonne	1-20	HD 400x1202	S450
	21-30	HD 400x900	S450
	31-40	HD 400x634	S450
	41-50	HD 400x509	S450
	51-60	HD 400x314	S450
Travi	1-60	IPE 400	S275
Outrigger	15/30/45/60	HD 400x314	S700
Controventi	1-10	SHS 450x32	S700
	11-20	SHS 450x32	S700
	21-30	SHS 450x32	S700
	31-60	SHS 450x32	S700

Si riportano le caratteristiche dei *gusset plate*, o fazzoletti d'acciaio, collocati in corrispondenza delle estremità dei controventi, adottati per i diversi edifici.

Tabella 9: tipologie di gusset plate e relativi materiali adottati per l'Edificio 1.

Edificio 1			
Elemento	Piani	Sezione [mm]	Materiale
Gusset plate	1-5	550x35	S450
	6-10	500x30	S450
	11-15	450x30	S450

Tabella 10: tipologie di gusset plate e relativi materiali adottati per l'Edificio 2.

Edificio 2			
Elemento	Piani	Sezione [mm]	Materiale
Gusset plate	1-5	550x35	S450
	6-15	550x35	S450
	16-20	500x30	S450
	21-30	450x30	S450

Tabella 11: tipologie di gusset plate e relativi materiali adottati per l'Edificio 3.

Edificio 3			
Elemento	Piani	Sezione [mm]	Materiale
Gusset plate	1-10	700x55	S450
	11-20	650x50	S450
	21-45	600x35	S450

Tabella 12: tipologie di gusset plate e relativi materiali adottati per l'Edificio 4.

Edificio 4			
Elemento	Piani	Sezione [mm]	Materiale
Gusset plate	1-10	900x60	S700
	11-20	900x60	S700
	21-30	900x60	S700
	31-60	900x60	S700

3.2. Proprietà dei materiali

Il materiale utilizzato per i quattro casi studio è l'acciaio strutturale. Si riportano le principali caratteristiche, in accordo con la normativa (EN 1993-1-1, par. 3.2.6):

- Modulo di elasticità: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.
- Modulo di elasticità tangenziale: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \text{ N/mm}^2$.
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$.
- Coefficiente di dilatazione termica lineare: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.
- Peso specifico: $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$.

3.3. Modellazione strutturale

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del software *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*), una piattaforma *open source* dedicata alla simulazione della risposta sismica di sistemi strutturali e geotecnici, sviluppata presso il *PEER* (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*) dell'Università di Berkeley, California.

Per cogliere accuratamente il comportamento di una struttura soggetta ad azione sismica, bisogna considerare sia la non linearità geometrica (come gli effetti del secondo ordine e la rotazione degli assi di riferimento locali) sia il comportamento anelastico dei materiali

(come la generazione di deformazioni permanenti e la degradazione di rigidità e di resistenza). I modelli analizzati consistono nei quattro telai bidimensionali, localizzati in Figura 19.

3.3.1. Modellazione a fibre

Al fine di descrivere accuratamente l'evoluzione e la diffusione delle cerniere plastiche negli elementi, evitando l'introduzione di ipotesi a priori sulla loro localizzazione, è stata adottata la modellazione a plasticità distribuita, nello specifico l'approccio a fibre. Tale metodo consiste nella discretizzazione della sezione trasversale in un numero finito di fibre; a ciascuna di esse viene assegnato uno specifico legame costitutivo uniassiale. Lo stato tenso-deformativo della sezione è ottenuto mediante l'integrazione numerica della risposta delle singole fibre sull'intera area. Le sezioni a fibre sono state ottenute come assemblaggio di elementi quadrangolari, definiti geometricamente dalle coordinate locali (x, z) dei vertici rispetto al sistema di riferimento baricentrico.

Una discretizzazione più fitta consente di rappresentare con maggiore precisione la distribuzione delle non-linearità meccaniche del materiale. Per la modellazione delle membrature del telaio sono stati impiegati elementi finiti a fibre con formulazione basata sulle forze (*force-based formulation*) e cinque punti di integrazione. La peculiarità di questa formulazione consiste nell'imporre una variazione lineare del momento, senza limitare il campo degli spostamenti dell'elemento.

In tutti i modelli, la discretizzazione è stata definita per ciascuna porzione rettangolare di ogni sezione, ovvero l'anima e le due flange per i profili HD e IPE, e le quattro pareti per i profili SHS. Nello specifico, sono state impostate 20 fibre lungo la dimensione maggiore di ogni rettangolo e 10 fibre lungo la direzione minore.

Le figure sottostanti riassumono graficamente l'elemento quad discretizzato in fibre (figura 24) e l'approccio adottato (figura 25). Quest'ultima illustra il passaggio dal telaio globale all'elemento tridimensionale discretizzato, evidenziando il dettaglio della *mesh* a fibre sulla sezione e il relativo legame costitutivo.

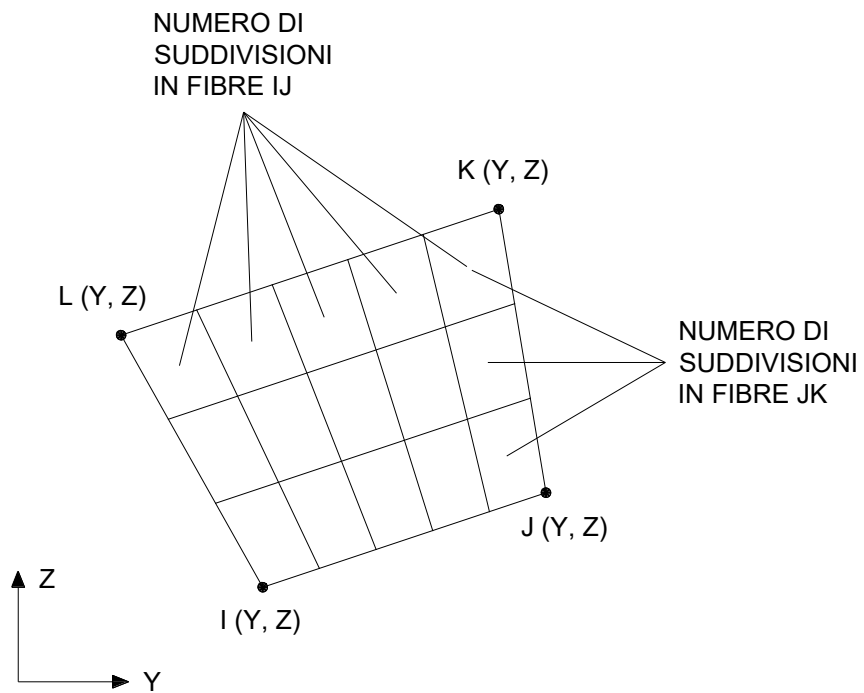


Figura 24: geometria e discretizzazione di un elemento quad utilizzato per la generazione delle fibre in una sezione trasversale.

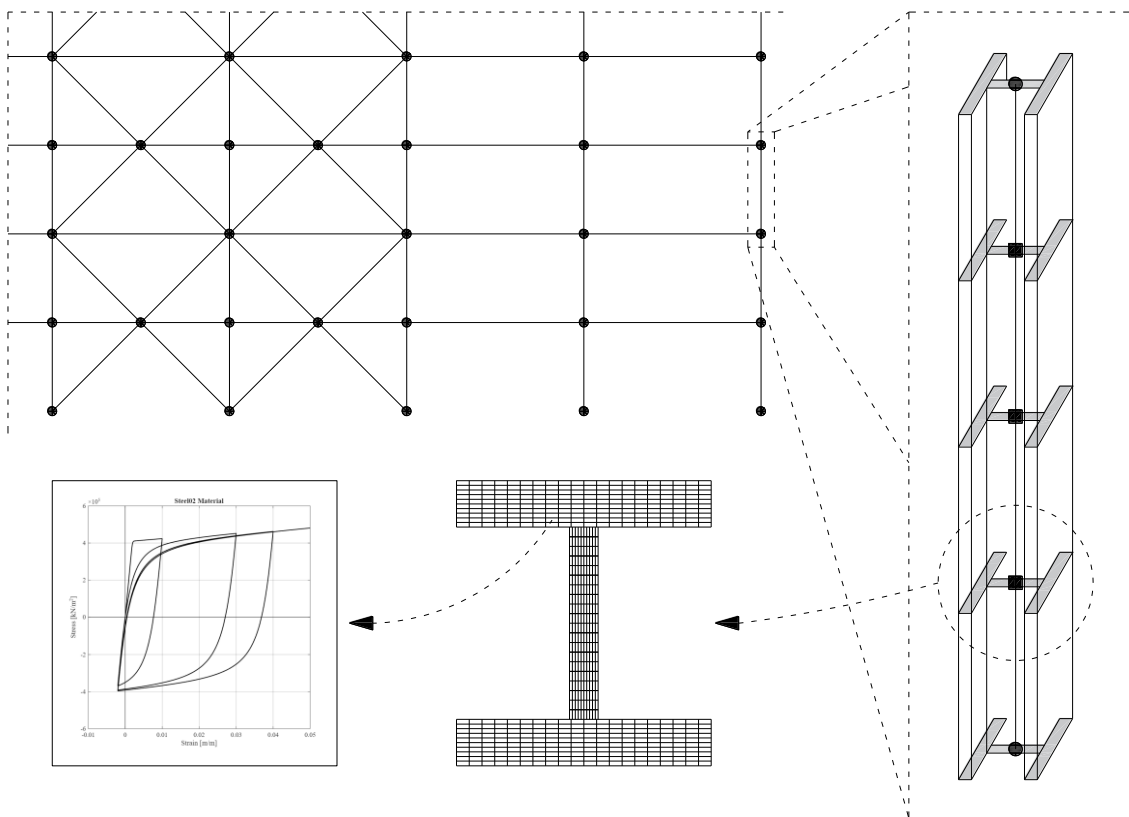


Figura 25: rappresentazione schematica della modellazione a plasticità diffusa: discretizzazione dell'elemento tramite i cinque punti di integrazione, scomposizione della sezione trasversale in fibre e relativo legame costitutivo.

Di seguito vengono riportati gli schemi di discretizzazione a fibre per le tre principali tipologie di sezione trasversale impiegate nei modelli: profili HD, IPE e SHS.

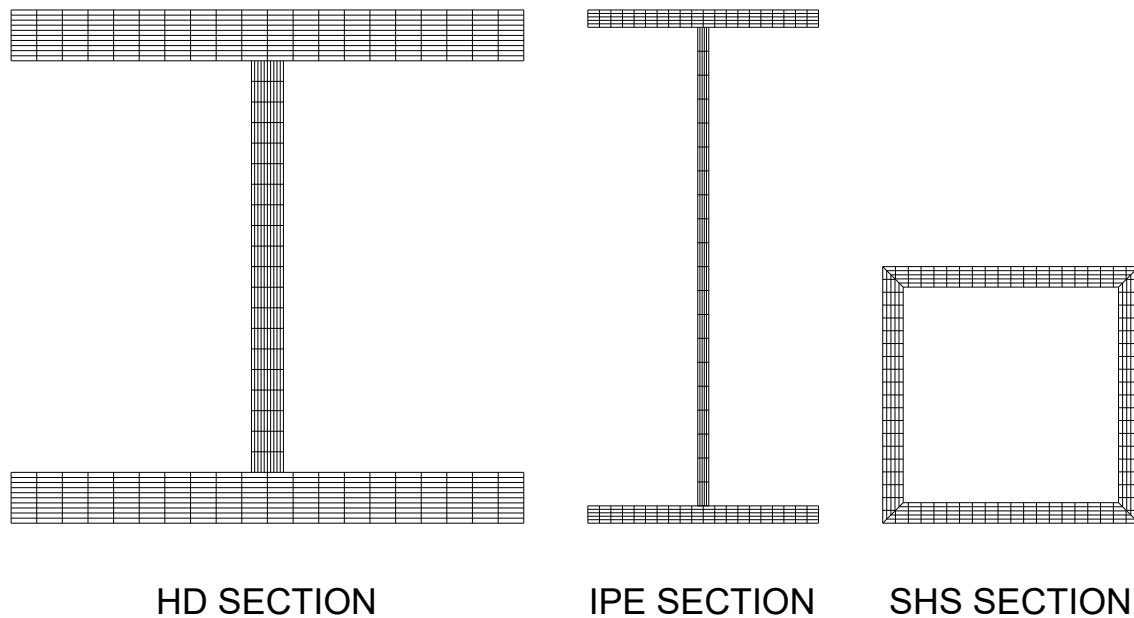


Figura 26: rappresentazione schematica della discretizzazione in fibre di alcune delle sezioni adottate.

3.3.2. Modellazione dei materiali

Nel software *OpenSees*, per la modellazione di colonne, travi, *outrigger* e controventi, è stato adottato il materiale *Steel02*. Questo implementa il legame costitutivo ciclico di Giuffrè-Menegotto-Pinto, caratterizzato da un involuppo bilineare con incrudimento isotropo. Tale modello è in grado di riprodurre accuratamente non solo le deformazioni permanenti accumulate durante i cicli di carico e scarico, ma anche la degradazione della rigidezza e della resistenza.

I parametri meccanici adottati per i diversi elementi strutturali sono riassunti nella Tabella 13.

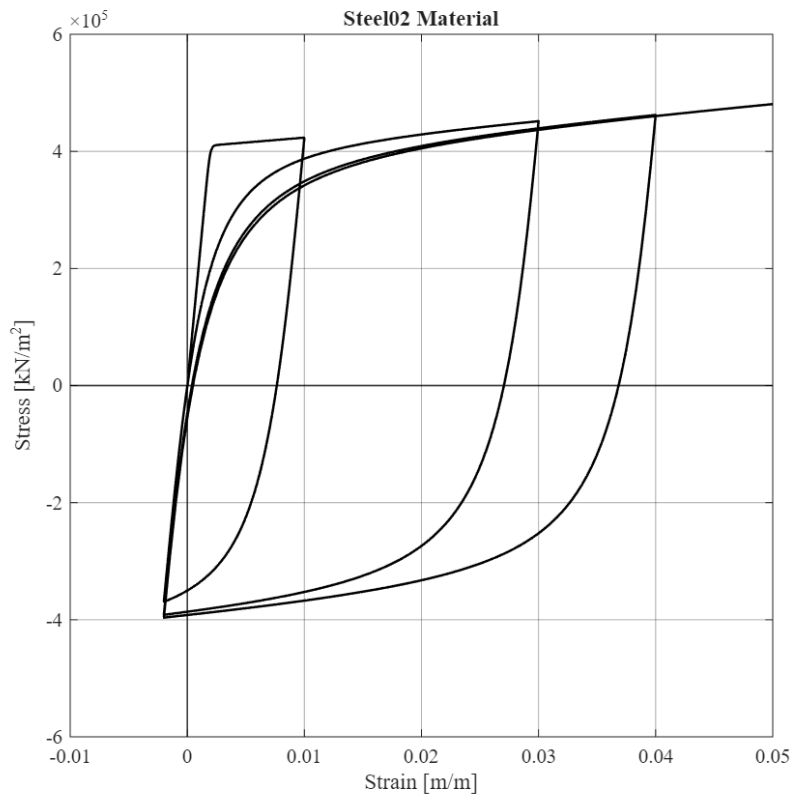


Figura 27: legame costitutivo dell'acciaio di tipo Giuffrè-Menegotto-Pinto.

Tabella 13: parametri adottati per il materiale Steel02, adottato nel software OpenSees.

Elementi	f_y [N/mm ²]	E [N/mm ²]	b [-]	$R0$ [-]	$cR1$ [-]	$cR2$ [-]
Travi	275000	210000	0.008	18.5	0.925	0.15
	385000					
Colonne	410000	210000	0.008	18.5	0.925	0.15
	430000					
<i>Outrigger</i>						
Controventi	700000	210000	0.008	18.5	0.925	0.15

dove:

f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio, variabile in base allo spessore delle sezioni adottate, in accordo con le normative utilizzate;

E è il modulo di Young adottato uguale per tutte le sezioni;

b rappresenta il rapporto tra la tangente al modulo elastico iniziale e quella al modulo elastico post snervamento;

$R0$, $cR1$ e $cR2$ sono i parametri che governano il passaggio dal ramo elastico al ramo plastico (vengono utilizzati i valori di default).

Al fine di simulare la geometria reale e l'elevata rigidità dei nodi trave-colonna-controvento, sono stati modellati degli elementi di lunghezza 50 cm adottando il materiale elastico uniassiale *Elastic* con un modulo di Young molto elevato, pari a $E = 10000000 \text{ N/mm}^2$.

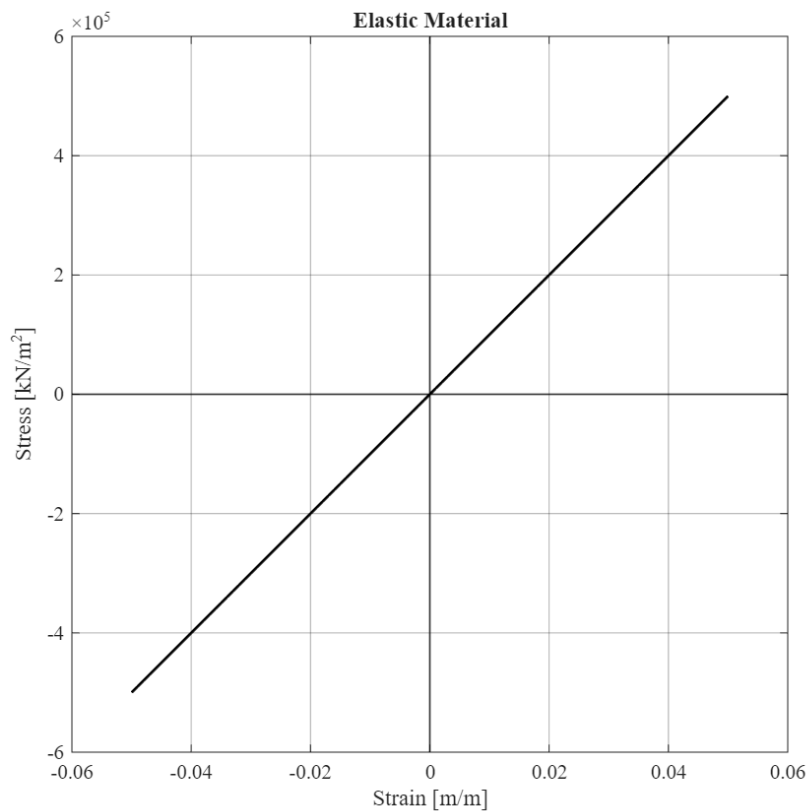


Figura 28: legame costitutivo elastico lineare uniassiale adottato per la modellazione degli elementi rigidi.

Per la modellazione dei *gusset plate*, è stato adottato il modello di materiale *ElasticPP*, ovvero un materiale elastico perfettamente plastico uniassiale. Questo legame permette di simulare il raggiungimento della capacità resistente della connessione: superato il

limite di snervamento, il materiale entra in fase plastica mantenendo una tensione costante al crescere della deformazione.

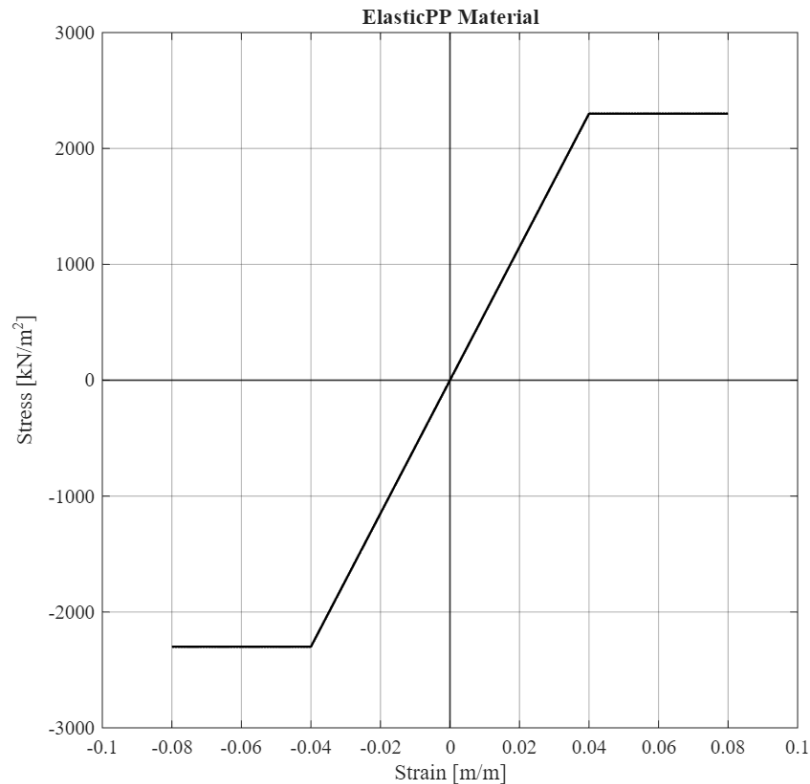


Figura 29: legame costitutivo elastico-perfettamente plastico utilizzato per la modellazione dei gusset plate.

Infine, per tenere conto delle non linearità geometriche indotte dai grandi spostamenti (effetti del secondo ordine), è stata adottata una trasformazione geometrica co-rotazionale: tale approccio separa i moti di corpo rigido dalle deformazioni locali, riferendo forze e spostamenti a un sistema di coordinate mobile solidale con l'elemento.

3.3.3. Modellazione dei controventi

In ciascuna struttura, i controventi concentrici (*CBF*) sono composti da un profilo tubolare *SHS* e da due *gusset plate* collocati alle estremità. Questi elementi vengono progettati per fornire la principale fonte di dissipazione durante il sisma: tale dissipazione avviene attraverso lo snervamento delle anime, quando queste sono soggette a trazione, e grazie alle componenti plastiche di instabilità, quando la diagonale va in compressione. Affinché

questo meccanismo si sviluppi correttamente, è fondamentale che il nodo di collegamento sia progettato per resistere senza collassare prima del controvento.

Dal punto di vista costruttivo, ciascun profilo presenta un intaglio alle due estremità che permette l'inserimento del fazzoletto. Per garantire lo snervamento del controvento a trazione, la normativa impone che la resistenza assiale del *gusset plate* sia maggiore di quella della diagonale; allo stesso tempo, si deve garantire la formazione della cerniera plastica sul piatto durante l'instabilità fuori piano. A questo proposito, la normativa americana *AISC (American Institute of Steel Construction)* richiede di considerare sul fazzoletto di connessione una fascia libera larga $2t$ (dove t è lo spessore del piatto) e di progettare quest'area affinché diventi il luogo in cui dovrà formarsi la cerniera plastica. Sulla base della letteratura recente [16], è stata adottata una specifica strategia di modellazione per i controventi, considerata la loro influenza determinante sulla risposta strutturale globale.

La diagonale di controventamento viene discretizzata in tre tipologie di elementi distinti:

- *Rigid element*: zone elastiche ad elevata rigidità, caratterizzate da valori di area e inerzia circa dieci volte superiori rispetto alle membrature adiacenti.
- *Nonlinear beam-column element*: costituiscono l'elemento tubolare nella sua lunghezza e sono modellati a plasticità distribuita.
- *Gusset element*: rappresentano la zona dei fazzoletti nella quale si predilige la formazione delle cerniere plastiche dovute all'instabilità e sono modellati a plasticità distribuita.

Infine, per simulare le inevitabili imperfezioni geometriche e innescare i fenomeni di instabilità fuori piano, è stato imposto al nodo centrale del controvento un offset di 1 mm rispetto all'asse teorico indeformato. Tale imperfezione iniziale garantisce che, sotto l'azione di carichi ciclici di trazione-compressione, il nodo centrale oscilli allontanandosi e riavvicinandosi all'asse dell'elemento.

La Figura 30 riporta lo schema che riproduce un esempio di geometria strutturale e illustra come sono stati modellati gli elementi su *OpenSees*.

La figura 31 illustra nel dettaglio la fascia libera $2t$ nel *gusset plate* a sinistra e l'imperfezione geometrica introdotta nel nodo centrale del controvento a destra.

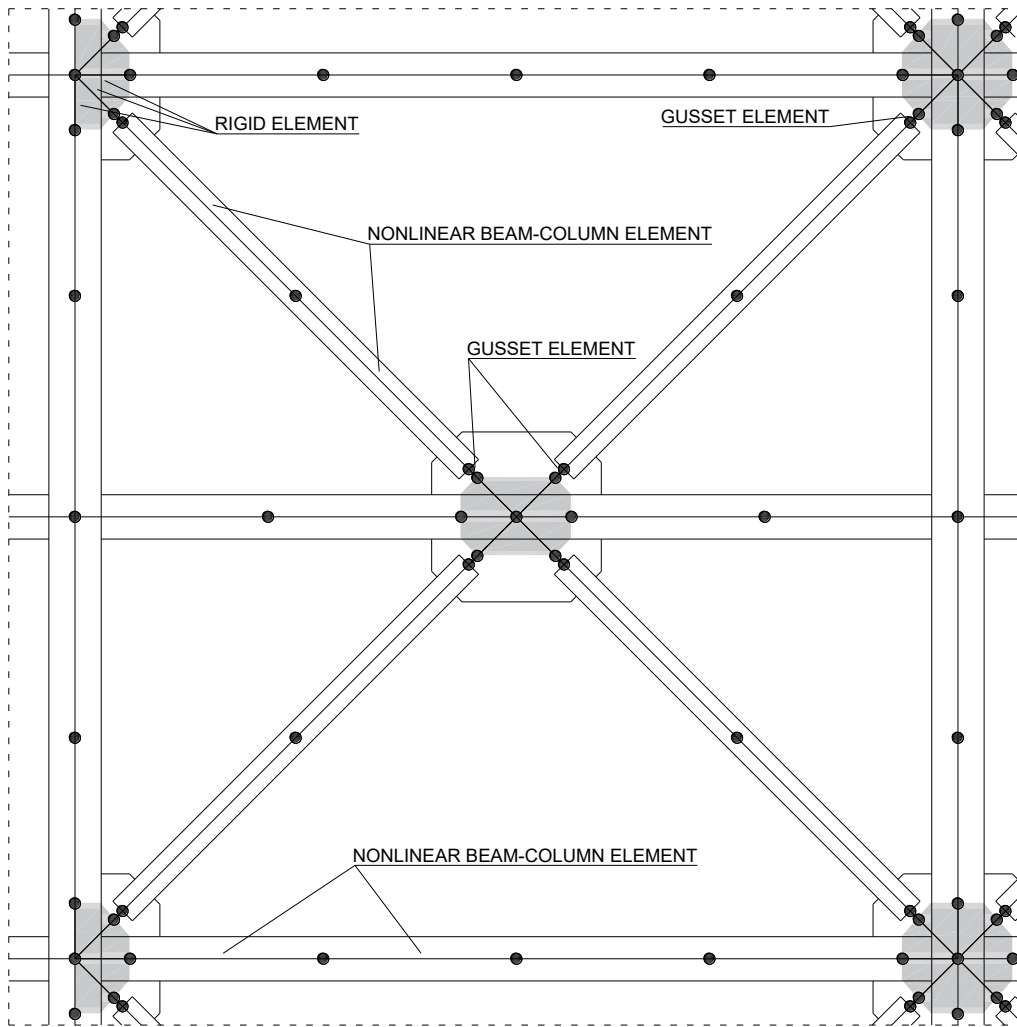


Figura 30: schema di modellazione delle campate controventate che evidenzia i nodi rigidi.

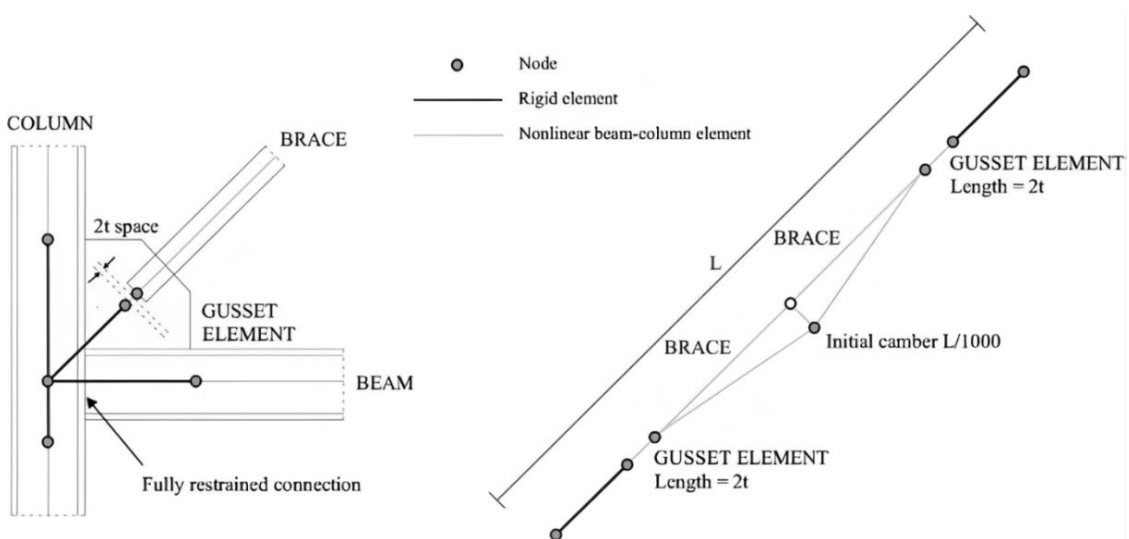


Figura 31: dettagli di modellazione del controvento: a sinistra, schema della connessione con fascia libera $2t$; a destra, discretizzazione dell'asta con introduzione dell'imperfezione iniziale nel nodo centrale.

3.3.4. Modellazione dei nodi trave-colonna

Per quanto riguarda i nodi trave-colonna, non è stata condotta una progettazione di dettaglio della singola connessione. Si è infatti assunto che i giunti siano a completo ripristino di resistenza, ipotizzando che le giunzioni siano in grado di resistere alle sollecitazioni senza collassare prima degli elementi strutturali che collegano. Di conseguenza, nel modello numerico tali nodi non sono stati modellati esplicitamente con elementi dedicati, ma sono stati schematizzati in modo semplificato come intersezione degli elementi convergenti.

3.4. Condizioni di vincolo

Per i vincoli relativi ai quattro modelli bidimensionali (nel piano X-Z) è stato utilizzato il comando *fix* di *OpenSees*. I nodi alla base, in corrispondenza del piano campagna, sono stati vincolati utilizzando vincoli ad incastro che impediscono le traslazioni in direzione X, Y e Z e le rotazioni attorno agli assi X, Y e Z. Nel seguente elaborato, l'interazione suolo-struttura non è stata tenuta in considerazione. I nodi in corrispondenza delle intersezioni trave-colonna e trave-colonna-controvento sono stati vincolati in modo da impedire le traslazioni in direzione Y e le rotazioni attorno agli assi X e Z per simulare la presenza dei solai interpiano della struttura tridimensionale.

3.5. Definizione dello smorzamento strutturale

Per quanto riguarda lo smorzamento strutturale, è stato adottato il modello di smorzamento alla *Rayleigh*. Si è scelto di utilizzare un approccio proporzionale alla sola rigidità tangente (*tangent stiffness-proportional*), motivato dalla necessità di evitare una risposta dinamica eccessivamente smorzata che si verificherebbe includendo il termine proporzionale alla massa.

La matrice di smorzamento C , che compare nell'equazione di equilibrio dinamico globale del sistema, è definita dalla seguente espressione:

$$C = \beta K_t$$

dove:

β rappresenta il coefficiente scalare di proporzionalità;

K_t è la matrice di rigidezza tangente del sistema.

Il coefficiente proporzionale alla massa α è stato imposto nullo, mentre la matrice di rigidezza tangente K_t viene aggiornata ad ogni incremento di carico, permettendo al modello di seguire accuratamente l'evoluzione del danneggiamento e la conseguente variazione di rigidezza.

3.6. Azioni di progetto

3.6.1. Carichi gravitazionali e masse

I carichi verticali considerati per le quattro strutture in esame sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 14: carichi adottati per la progettazione dei quattro edifici.

G_1	G_2	Q_k
$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m^2]$
variabile	1.8	4

dove:

G_1 è il carico permanente strutturale, valutato analiticamente per ciascuna configurazione;

G_2 è il carico permanente non strutturale, assunto costante per le diverse strutture;

Q_k è il sovraccarico variabile legato alla destinazione d'uso dell'opera, assunto in maniera cautelativa (NTC 2018, Tab. 3.1.II).

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) è stata adottata la combinazione fondamentale definita dalle NTC 2018:

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k_1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k_2} + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

dove:

$\gamma_{G_i}, \gamma_{Q_i}$ sono i coefficienti parziali di sicurezza per i carichi permanenti e variabili;

ψ_{0i} è il coefficiente di combinazione per le azioni variabili allo SLU;

Per quanto riguarda le analisi dinamiche non lineari, si è fatto riferimento alla combinazione sismica, prevista sempre dalle NTC 2018:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k_1} + \psi_{22} \cdot Q_{k_2} + \dots$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica di progetto;

ψ_{2i} rappresenta il coefficiente di combinazione per i carichi variabili in condizioni sismiche, assunto cautelativamente pari a 0.6.

In ambiente *OpenSees*, i carichi gravitazionali sono stati applicati come carichi nodali concentrati in corrispondenza dei nodi trave-colonna dei telai analizzati. Le masse sismiche sono state quindi definite in riferimento ai seguenti carichi gravitazionali:

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

3.6.2. Azione sismica

L'azione sismica di progetto è stata definita in accordo con le NTC 2018, determinando lo spettro di risposta elastico per il sito di Cassino (FR). Per la modellazione, è stata assunta una categoria di sottosuolo C e uno smorzamento viscoso pari al 5%. Per la progettazione è stata considerata una *PGA* allo Stato Limite di Collasso (SLC) pari a

0.275 g. Trattandosi di un edificio ad uso residenziale, è stata adottata la Classe d'Uso II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_u = 1.0$.

Per quanto concerne la capacità dissipativa, la progettazione è stata condotta in Classe di Duttività Media (CD''B'' secondo NTC 2018 o DCM secondo Eurocodice). Facendo riferimento alla tipologia delle strutture con controventi concentrici a V (NTC 2018, Tab. 7.3.II), è stato assunto un fattore di comportamento base pari a 2. Tale valore è stato ridotto del 20% per tenere conto della non regolarità in altezza delle strutture, portando il fattore di comportamento finale di progetto a $q = 1.6$.

Di seguito si riporta lo spettro elastico allo Stato Limite di Collasso (SLC), adottato per la progettazione.

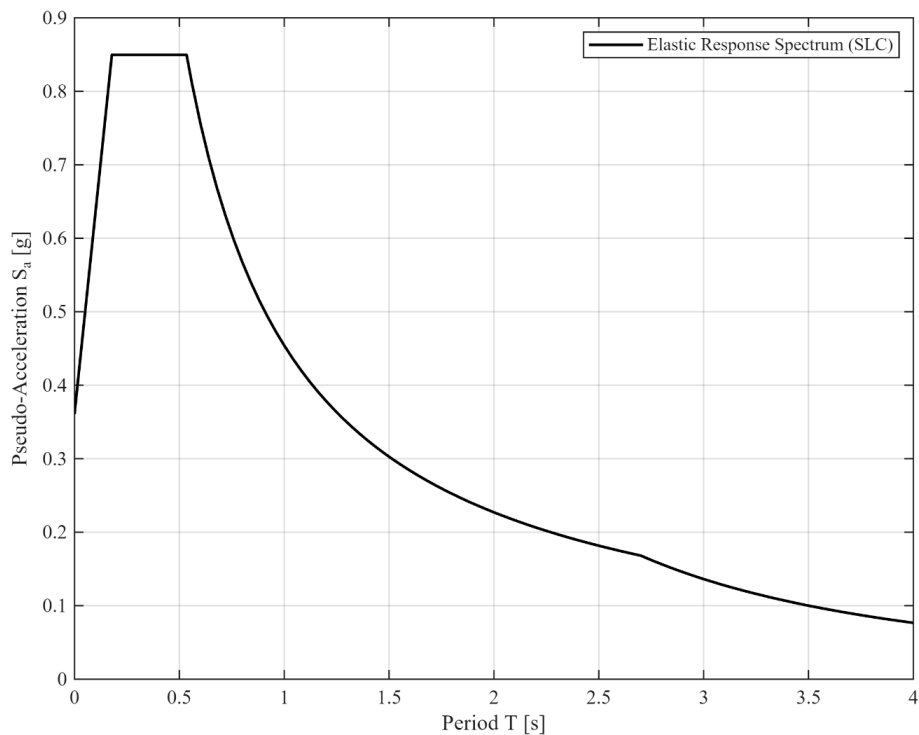


Figura 32: spettro elastico di riferimento allo Stato Limite di Collasso (SLC) secondo le NTC18 per il sito di Cassino.

Lo spettro di risposta elastico è definito dalle seguenti espressioni (NTC18, par. 3.2.3):

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

$$\begin{aligned} \text{per } T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ \text{per } T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\ \text{per } T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) \end{aligned}$$

dove:

$S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento;

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%; in questo caso assunto $\eta = 1$ poiché si considera uno smorzamento viscoso $\xi = 5\%$;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro;

3.6.3. Azione del vento

Negli edifici di grande altezza, l'azione del vento rappresenta un fattore critico che richiede di considerare non solo le pressioni statiche, ma anche gli effetti dinamici derivanti da turbolenze e distacchi di vortici. Sebbene una valutazione rigorosa richieda analisi specialistiche e prove sperimentali in galleria del vento, il presente studio si concentra specificamente sulla risposta sismica e sulla fragilità di strutture dotate di sistemi *outrigger* e *belt truss*. Pertanto, l'azione del vento è stata considerata esclusivamente ai fini del predimensionamento degli elementi e i relativi calcoli non vengono approfonditi nella presente trattazione.

3.7. Analisi modale

In questa sezione vengono illustrati i risultati delle analisi modali condotte sui quattro casi studio, finalizzate alla determinazione dei periodi propri di vibrazione e delle relative masse modali partecipanti. I modi di vibrare più significativi (ovvero quelli con massa partecipante superiore al 5%) risultano essere i primi tre per tutti i casi analizzati. Si raggiunge una massa partecipante cumulativa superiore all'85% già con i primi due modi per gli Edifici 1 e 2, mentre per gli Edifici 3 e 4 sono necessari i primi tre. Dal confronto dei risultati emerge una variazione del periodo fondamentale tra le diverse strutture: l'Edificio 1 presenta il comportamento più rigido, con un periodo di 1.34 s; si nota poi un progressivo incremento della flessibilità negli altri casi, fino all'Edificio 4, che mostra il periodo più elevato, pari a 3.71 s.

Di seguito si riportano le tabelle riassuntive dei risultati e le illustrazioni delle deformate modali relative ai primi quattro modi di vibrare.

Tabella 15: risultati dell'analisi modale per l'Edificio 1.

Edificio 1			
Modo di vibrazione	Periodo di vibrazione	Massa modale partecipante	Massa modale partecipante cumulativa
[-]	[s]	[%]	[%]
1	1.34	71.72	71.72
2	0.37	17.35	89.07
3	0.20	5.29	94.36
4	0.14	2.12	96.48
5	0.11	1.28	97.76
6	0.09	0.81	98.57
7	0.08	0.33	98.90
8	0.07	0.69	99.59
9	0.07	0.10	99.69
10	0.06	0.05	99.74

Tabella 16: risultati dell'analisi modale per l'Edificio 2.

Edificio 2			
Modo di vibrazione	Periodo di vibrazione	Massa modale partecipante	Massa modale partecipante cumulativa
[-]	[s]	[%]	[%]
1	2.89	69.06	69.06
2	0.87	17.30	86.36
3	0.42	5.59	91.95
4	0.29	3.07	95.03
5	0.21	1.24	96.27
6	0.17	1.10	97.37
7	0.14	0.41	97.78
8	0.12	0.57	98.35
9	0.11	0.21	98.57
10	0.10	0.32	98.89

Tabella 17: risultati dell'analisi modale per l'Edificio 3.

Edificio 3			
Modo di vibrazione	Periodo di vibrazione	Massa modale partecipante	Massa modale partecipante cumulativa
[-]	[s]	[%]	[%]
1	3.18	64.36	64.36
2	0.92	18.23	82.59
3	0.48	7.19	89.78
4	0.30	3.43	93.21
5	0.23	1.88	95.10
6	0.18	1.08	96.18
7	0.15	0.66	96.84
8	0.13	0.53	97.37
9	0.12	0.61	97.98
10	0.10	0.23	98.21

Tabella 18: risultati dell'analisi modale per l'Edificio 4.

Edificio 4			
Modo di vibrazione	Periodo di vibrazione	Massa modale partecipante	Massa modale partecipante cumulativa
	[s]	[%]	[%]
1	3.71	64.93	64.93
2	0.98	18.09	83.02
3	0.46	7.19	90.21
4	0.28	3.27	93.48
5	0.19	1.82	95.30
6	0.15	1.14	96.44
7	0.13	0.82	97.26
8	0.11	0.46	97.71
9	0.09	0.37	98.08
10	0.09	0.28	98.36

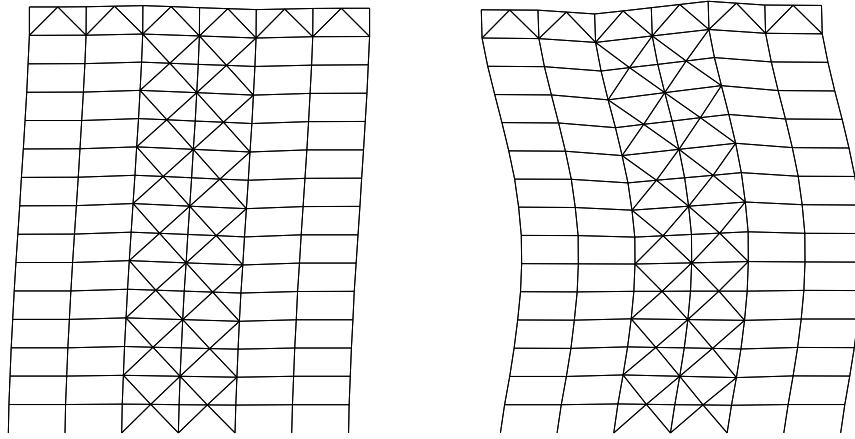


Figura 33: deformate modali del primo e del secondo modo di vibrare dell'Edificio 1.

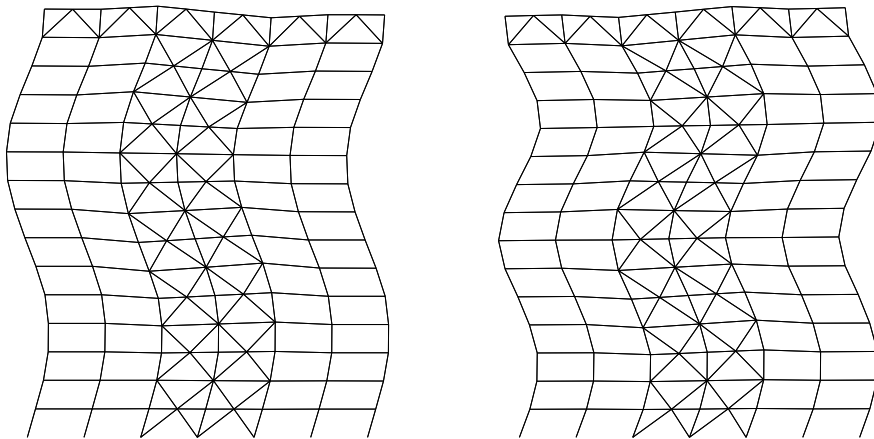


Figura 34: deformate modali del terzo e del quarto modo di vibrare dell'Edificio 1.

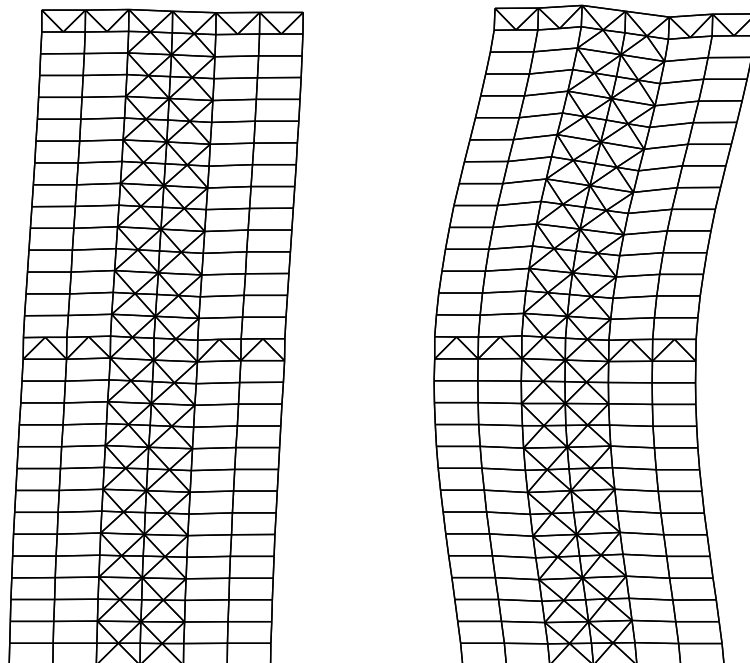


Figura 35: deformate modali del primo e del secondo modo di vibrare dell'Edificio 2.

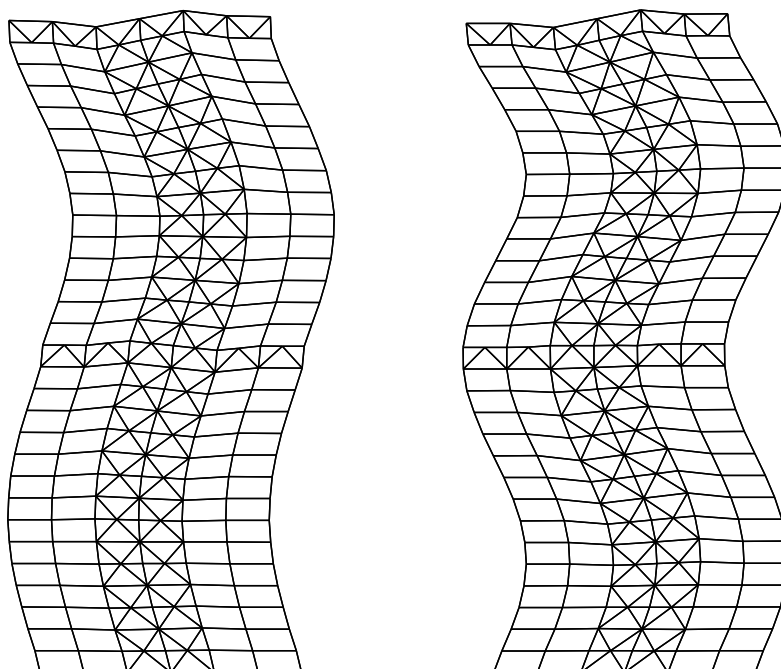


Figura 36: deformate modali del terzo e del quarto modo di vibrare dell'Edificio 2.

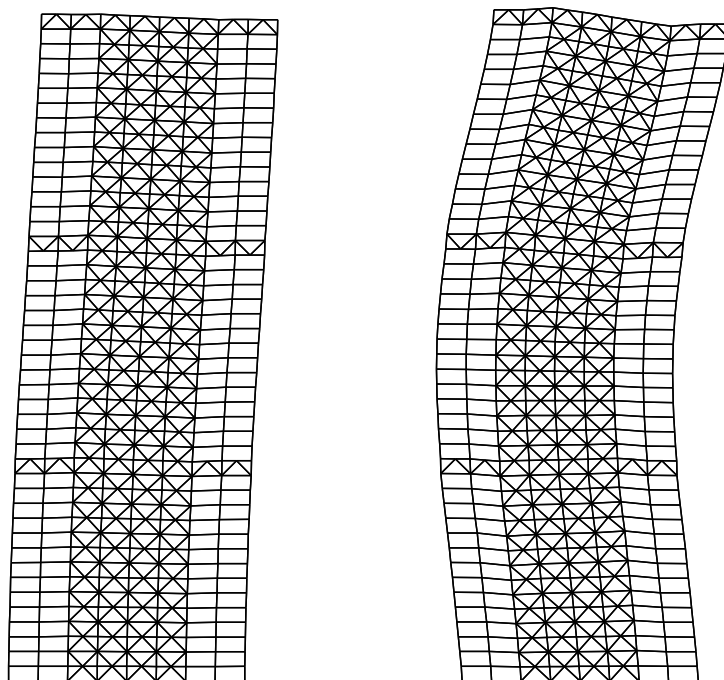


Figura 37: deformate modali del primo e del secondo modo di vibrare dell'Edificio 3.

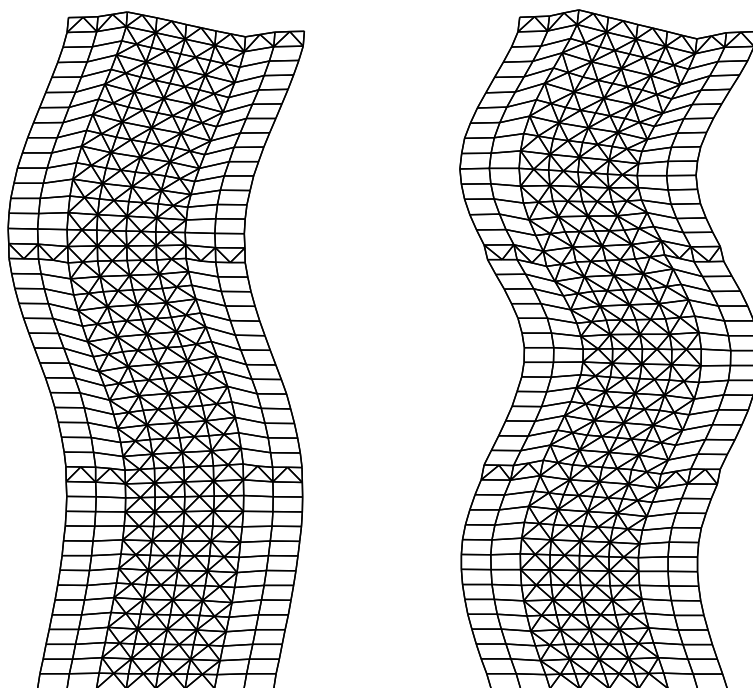


Figura 38: deformate modali del terzo e del quarto modo di vibrare dell'Edificio 3.

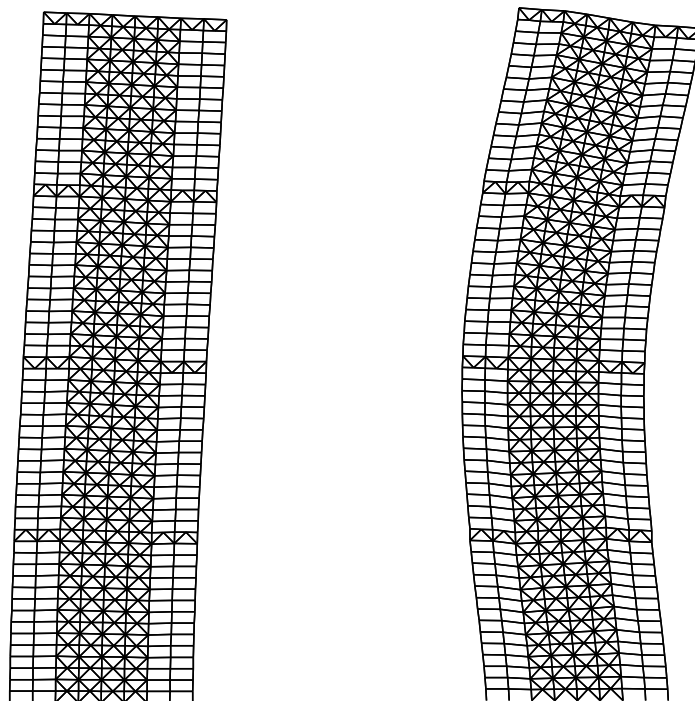


Figura 39: deformate modali del primo e del secondo modo di vibrare dell'Edificio 4.

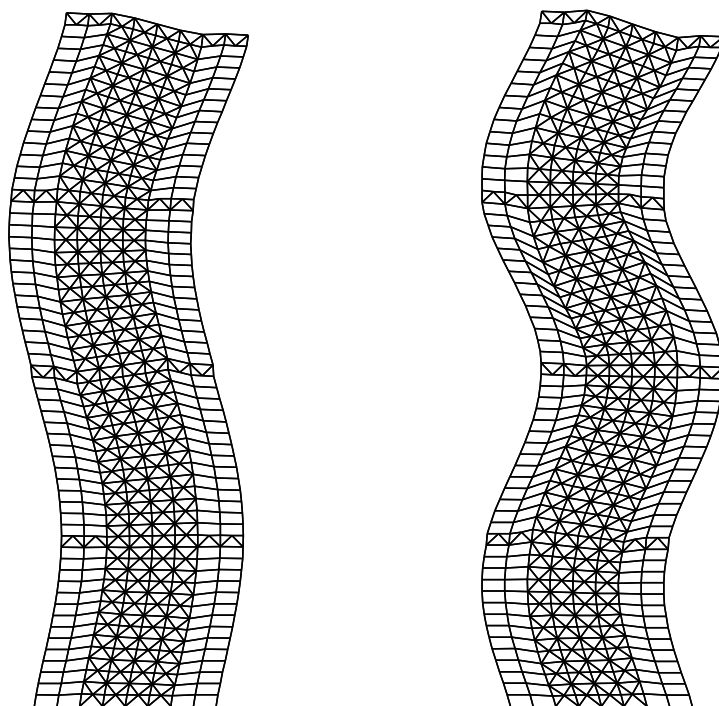


Figura 40: deformate modali del terzo e del quarto modo di vibrare dell'Edificio 4.

4. Risultati

Per ciascuno dei 4 modelli in esame sono state eseguite 720 analisi dinamiche non lineari, per un totale complessivo di 2880 analisi. Nello specifico, per ognuno dei 18 livelli di intensità sismica (IM) sono state condotte 40 analisi, derivanti dall'applicazione di 20 accelerogrammi agenti lungo due direzioni ortogonali. Sfruttando la simmetria in pianta delle strutture, l'intero set di 40 registrazioni è stato applicato a un singolo telaio bidimensionale: questo approccio ha permesso di studiare la risposta di ciascun edificio simulando l'azione sismica proveniente dalle direzioni principali (X e Y), pur utilizzando un singolo modello 2D.

Per quanto riguarda l'impostazione numerica, la verifica della convergenza è governata da un criterio basato sugli spostamenti, per il quale è stata definita una tolleranza limite, inizialmente pari a 10^{-3} e successivamente aumentata per ragioni di difficoltà di convergenza. È stato scelto l'algoritmo di Krylov-Newton per gestire iterativamente gli incrementi di carico, poiché risulta essere più efficiente nel raggiungimento della convergenza rispetto al classico metodo di Newton-Raphson. L'integrazione dell'equazione non lineare del moto è stata eseguita con il metodo di Newmark implicito nell'ipotesi di accelerazioni medie costanti, formulazione adottata per la sua stabilità incondizionata. Il passo temporale di integrazione è stato scelto variabile per ciascun accelerogramma tra un massimo di dt (passo temporale dell'accelerogramma) e un minimo di $dt/10$, a seconda della difficoltà di convergenza.

Durante ogni analisi, il comando *recorder* del software *OpenSees* ha permesso di registrare ad ogni passo temporale i parametri di risposta più rilevanti per una specifica selezione di nodi ed elementi. I dati ottenuti sono stati successivamente elaborati per generare grafici esplicativi del comportamento strutturale di ciascun caso studio.

I parametri di risposta indagati sono i seguenti:

- Spostamenti laterali di piano: profilo dei massimi spostamenti nodali assoluti di piano lungo le direzioni orizzontali (X e Y) in funzione dell'altezza, espressi in metri.

- *Drift* interpiano (*IDR*): profilo dei massimi rapporti di spostamento interpiano lungo le direzioni orizzontali (X e Y) in funzione dell'altezza, espressi in percentuale e calcolati come:

$$IDR = \frac{d_i - d_{i-1}}{h_{int}} \cdot 100$$

dove:

d_i e d_{i-1} rappresentano gli spostamenti orizzontali massimi, rispettivamente, dell'*i*-esimo piano e del piano inferiore adiacente;

h_{int} è l'altezza di interpiano, assunta costante per tutti i livelli e per tutti gli edifici (pari a 4 m).

- Accelerazioni di piano: profilo delle massime accelerazioni assolute di piano lungo le direzioni orizzontali (X e Y) in funzione dell'altezza, espresse in g (accelerazione normalizzata per l'accelerazione di gravità); nei grafici, è stata imposta un'accelerazione pari a 10 g come limite superiore dei valori rappresentati (tutti i valori superiori sono stati posti pari al limite).
- Azioni interne (colonne e *outrigger*): profilo dei valori massimi delle sollecitazioni (sforzo normale in kN, sforzo di taglio in kN e momento flettente in kNm) sviluppate nelle colonne (in funzione dell'altezza) e nelle travi costituenti i sistemi *outrigger* (in funzione della lunghezza orizzontale).
- Risposta isteretica dei controventi critici: registrazione dello sforzo assiale e del corrispondente spostamento assiale del nodo centrale del controvento. Il monitoraggio di tali parametri permette di rappresentare il comportamento ciclico dei controventi più critici, per quantificare la loro influenza sulla risposta strutturale complessiva.

Ad eccezione della risposta locale dei controventi, per ciascun parametro è stato estratto il valore massimo assoluto registrato nell'intera storia temporale, al fine di tracciare i profili di risposta. I grafici mostrano la sovrapposizione dei picchi di risposta derivanti dai singoli accelerogrammi per entrambe le direzioni (linee sottili grigie), la mediana dei valori (linea spessa nera) e le relative fasce di dispersione dei dati (mediana \pm deviazione

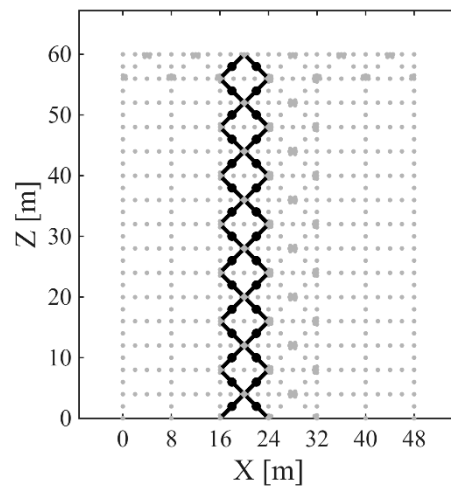
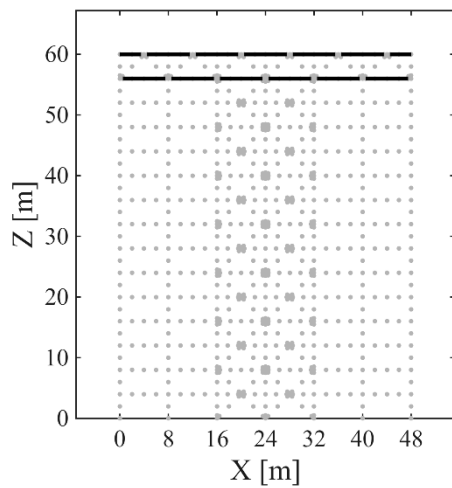
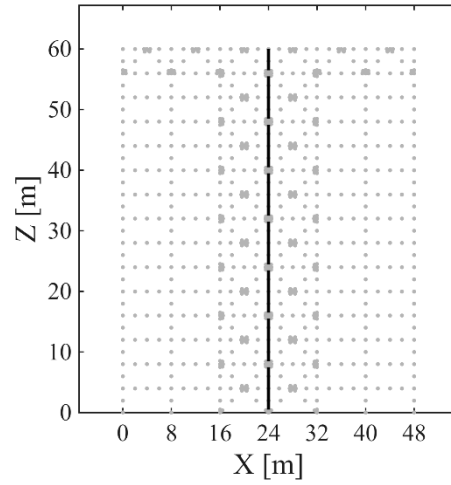
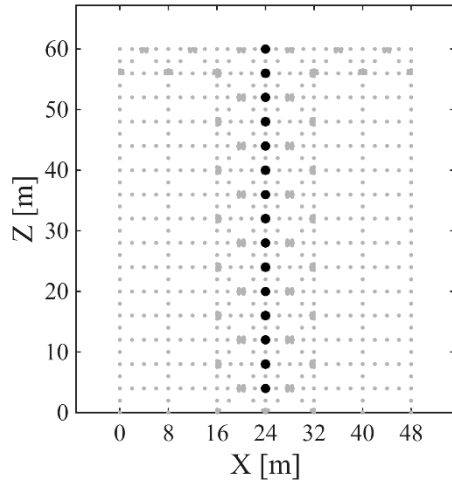
standard σ , rappresentate da due linee tratteggiate nere). Infine, per valutare l'evoluzione della risposta al crescere dell'azione sismica, le curve mediane dei diversi livelli di intensità IM sono state sovrapposte in un unico grafico per favorirne il confronto. Per quanto riguarda risposta locale dei controventi vengono riportati i valori di azione assiale e spostamento assiale (registrati per tutta la storia temporale) del controvento più critico al primo piano per tutti i modelli (comportamento rappresentato da una singola linea nera sottile).

Inoltre, per ciascun valore di massimo *drift* interpiano e di massima accelerazione di piano, vengono presentati i grafici con i punti MSA derivanti da ogni analisi eseguita e le relative curve di fragilità. Queste ultime sono corredate da tabelle riassuntive contenenti i parametri di ciascuna funzione: la mediana θ , la dispersione (o deviazione standard logaritmica) β e il coefficiente di determinazione R^2 , indice statistico che esprime la bontà di adattamento (*goodness of fit*) della curva rispetto ai dati.

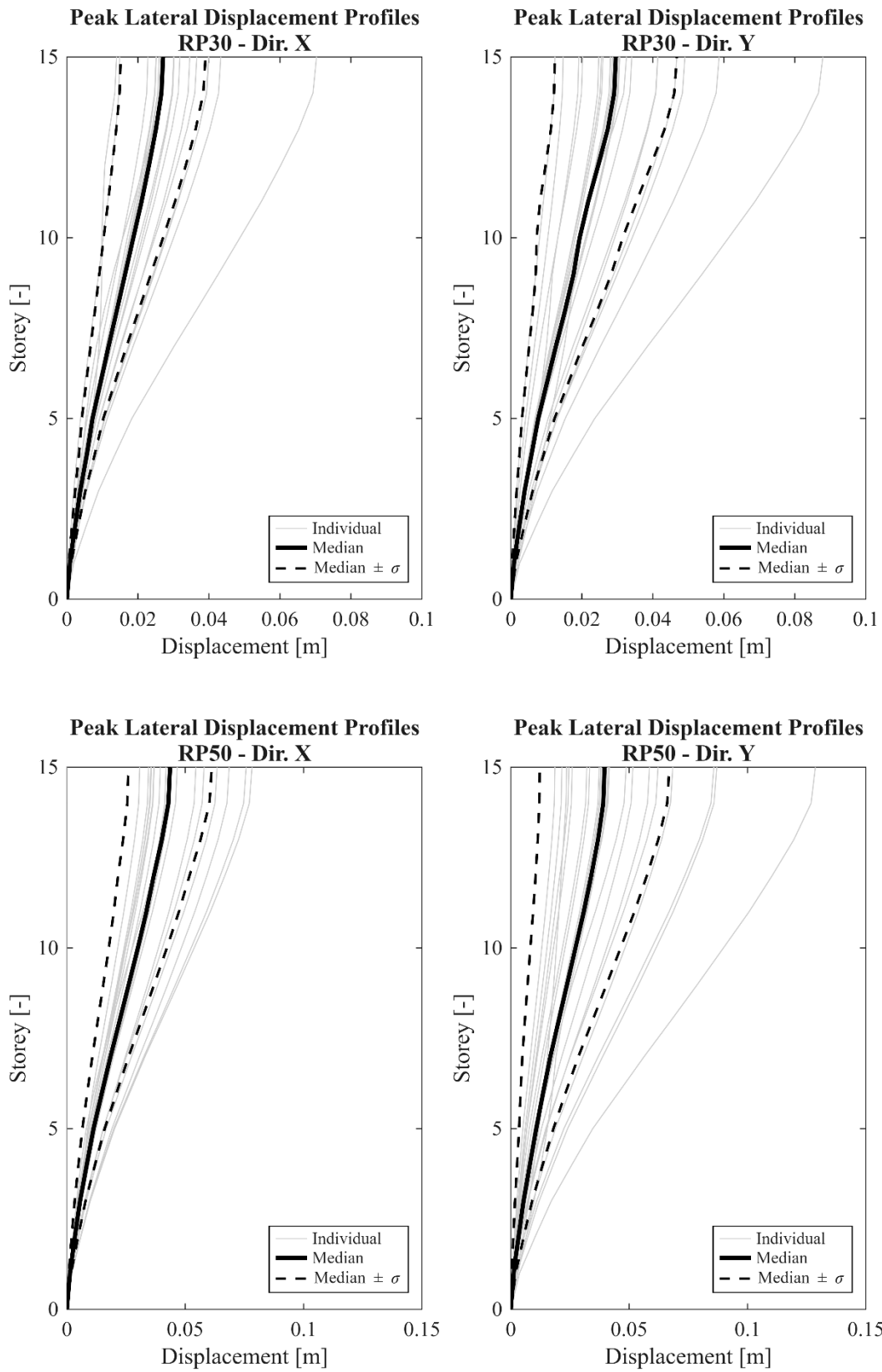
Per ciascun modello si riportano i grafici dei parametri sopra citati, nello stesso ordine in cui sono stati presentati, in corrispondenza dei periodi di ritorno associati ai quattro stati limite. I risultati relativi ai restanti periodi di ritorno sono riportati integralmente in Appendice.

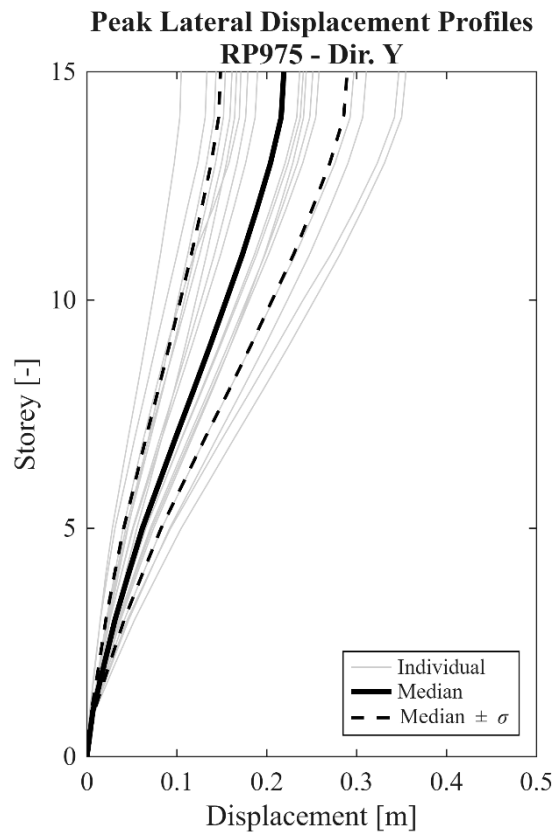
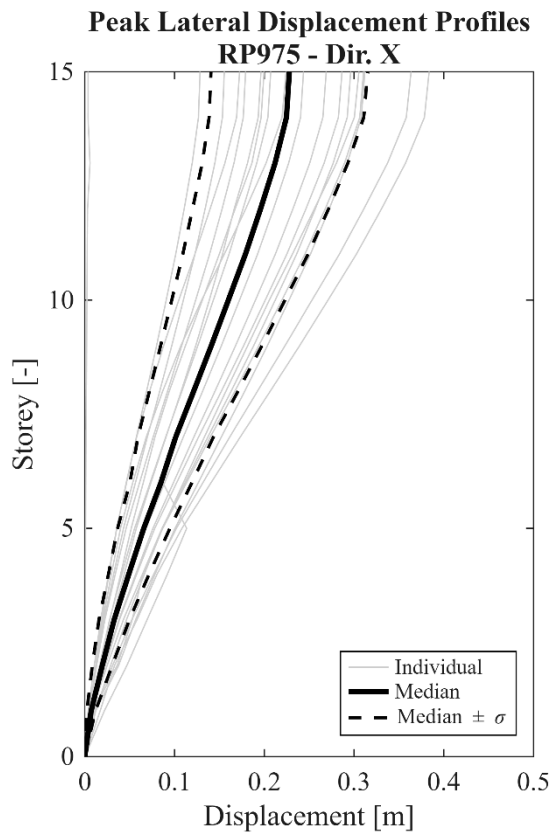
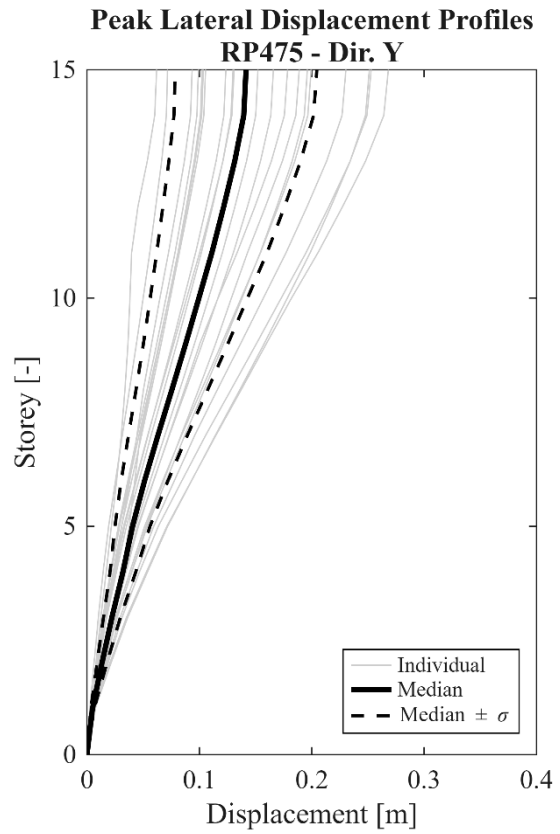
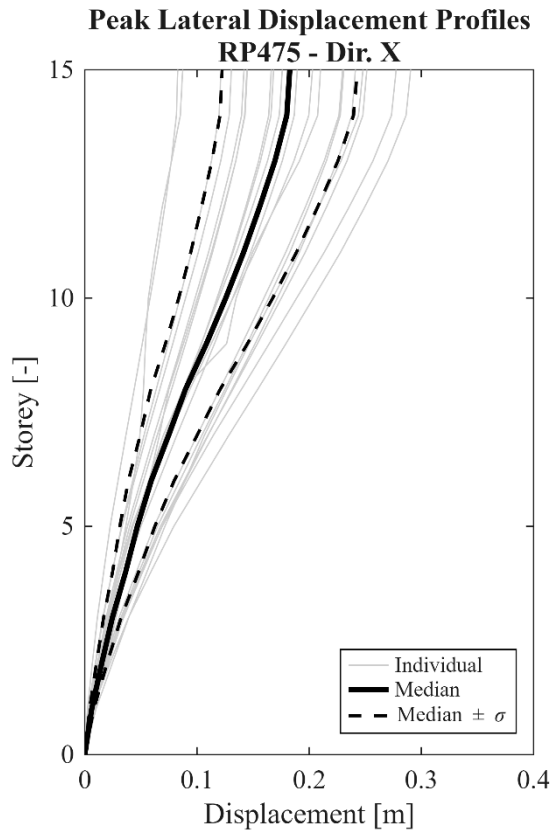
4.1. Edificio 1 (15 piani, 60 m)

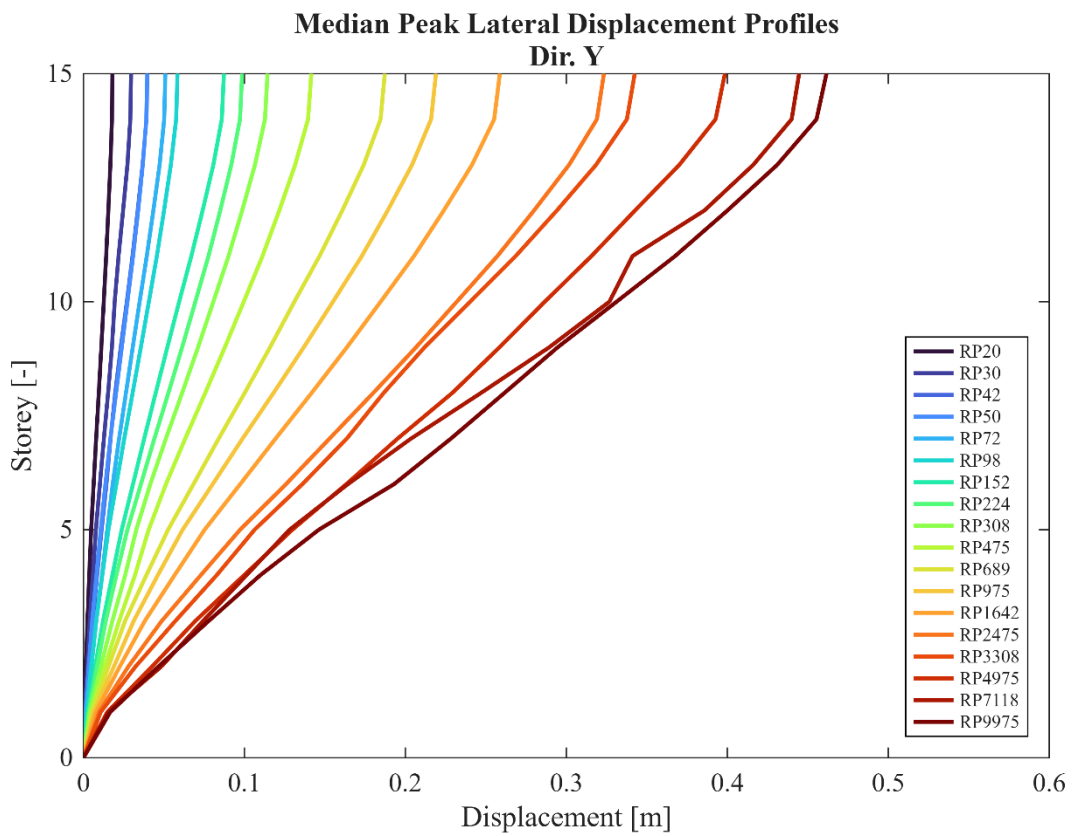
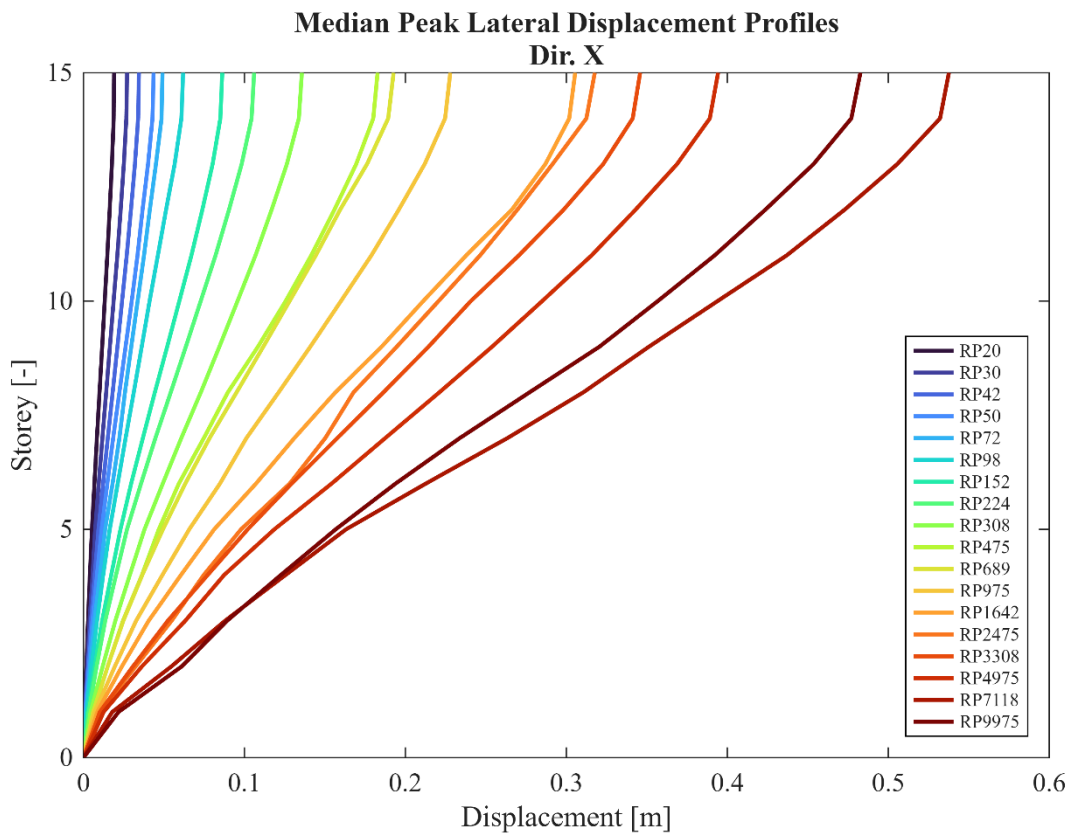
Si riportano i nodi e gli elementi registrati per il modello da 15 piani.

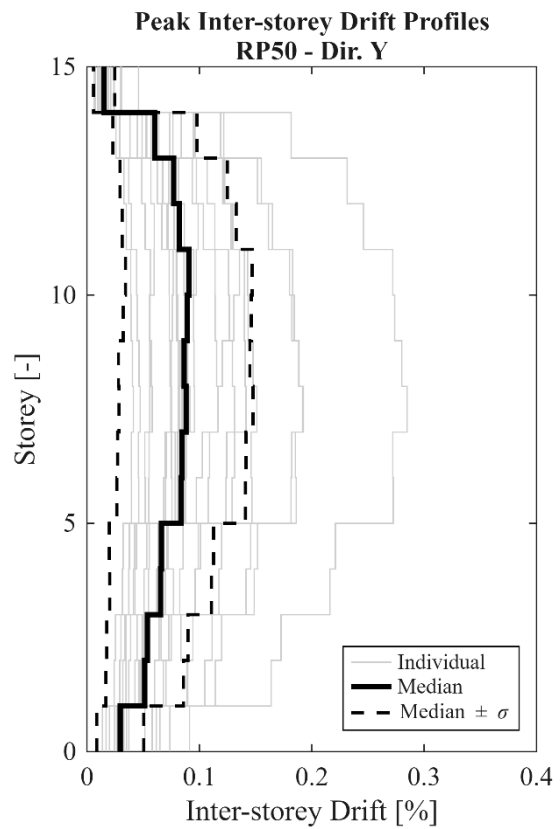
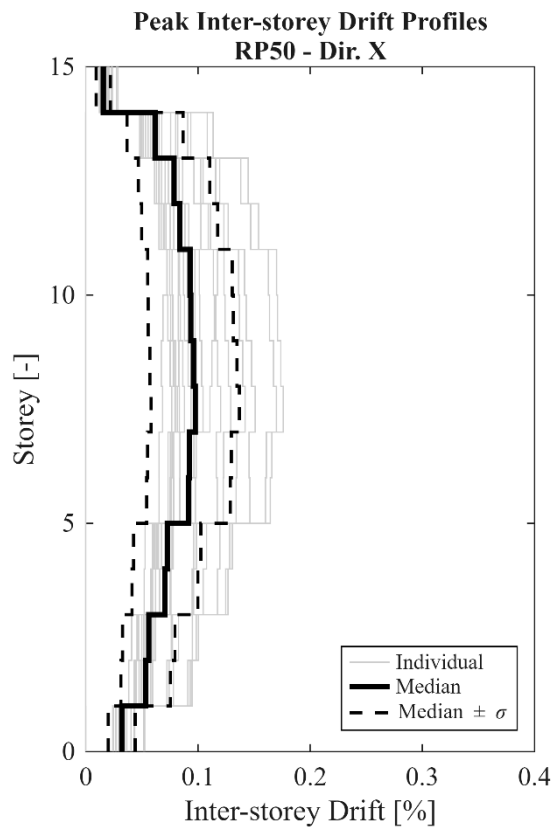
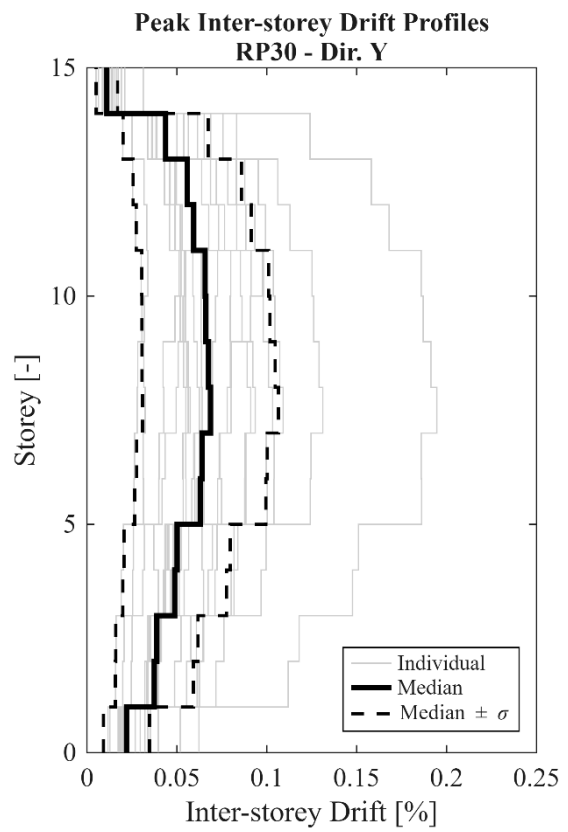
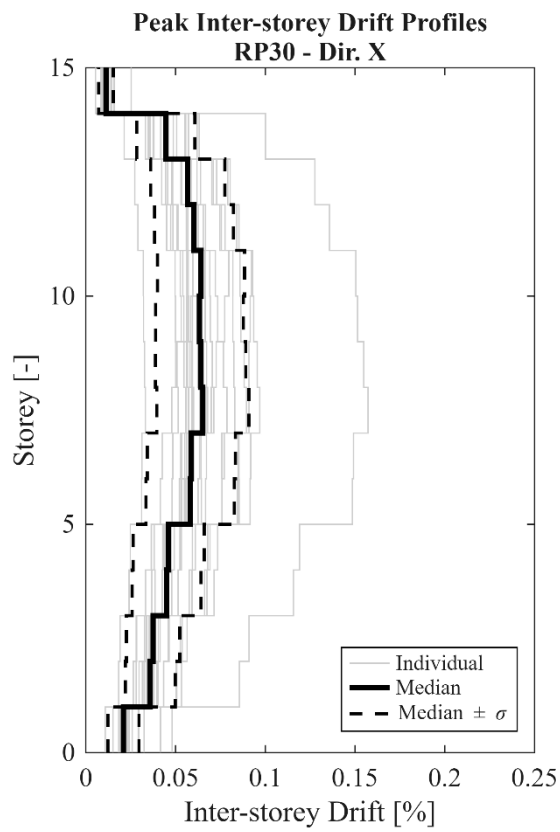


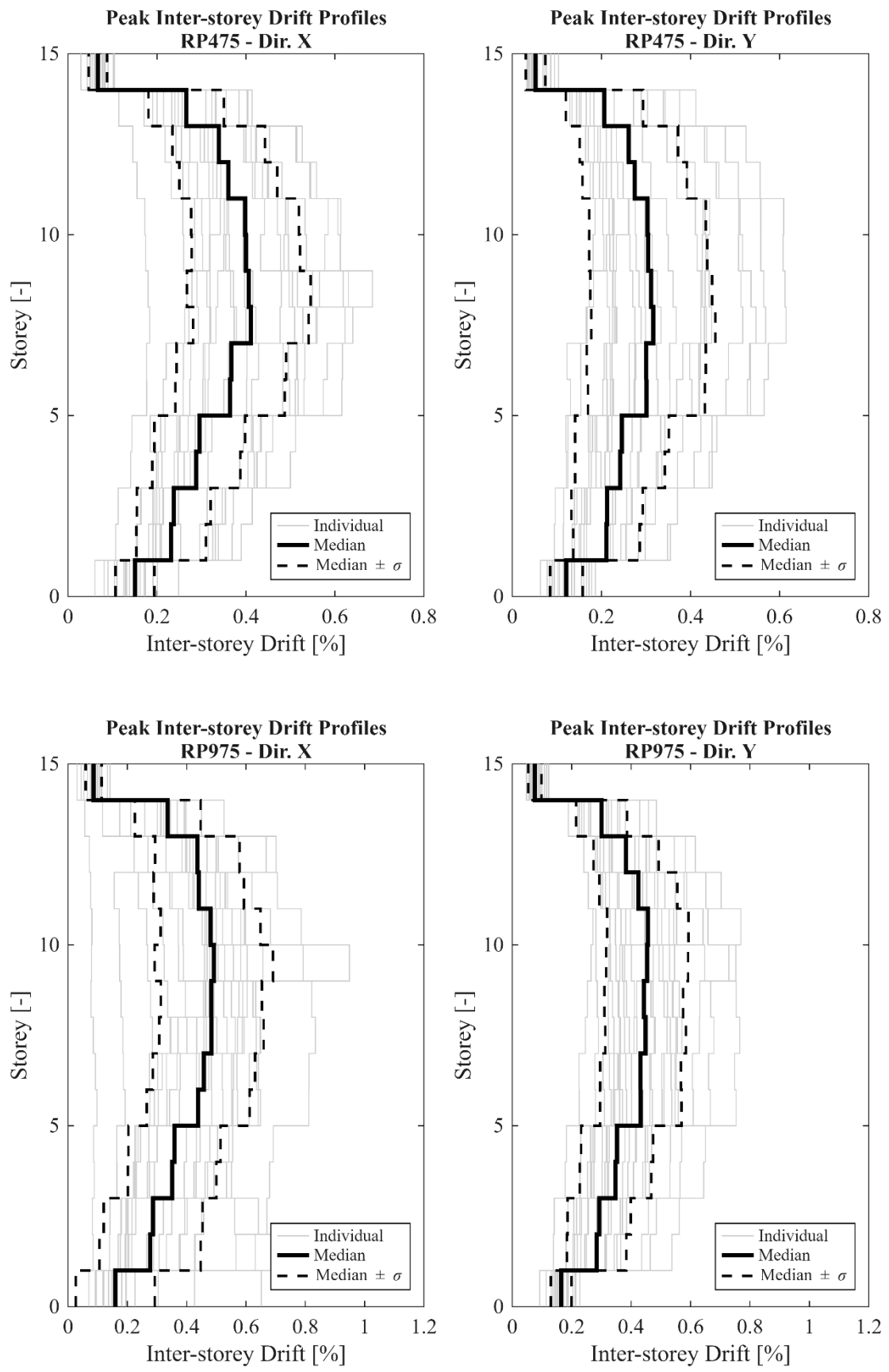
4.1.1. Risposta strutturale



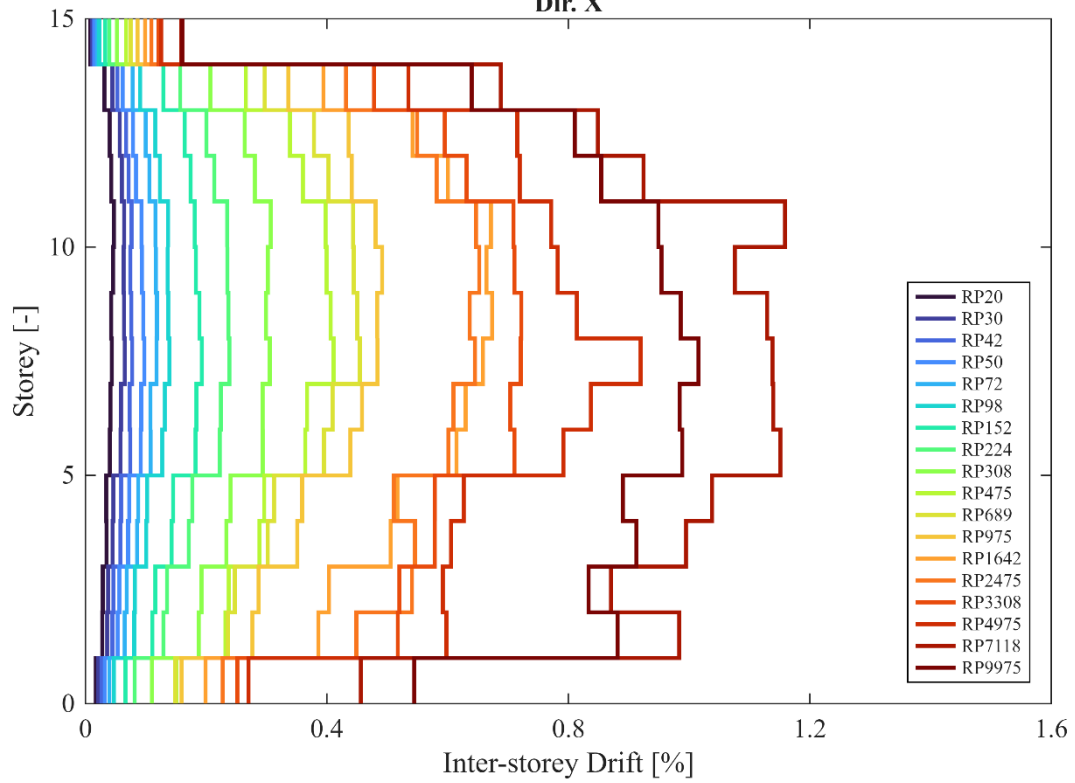




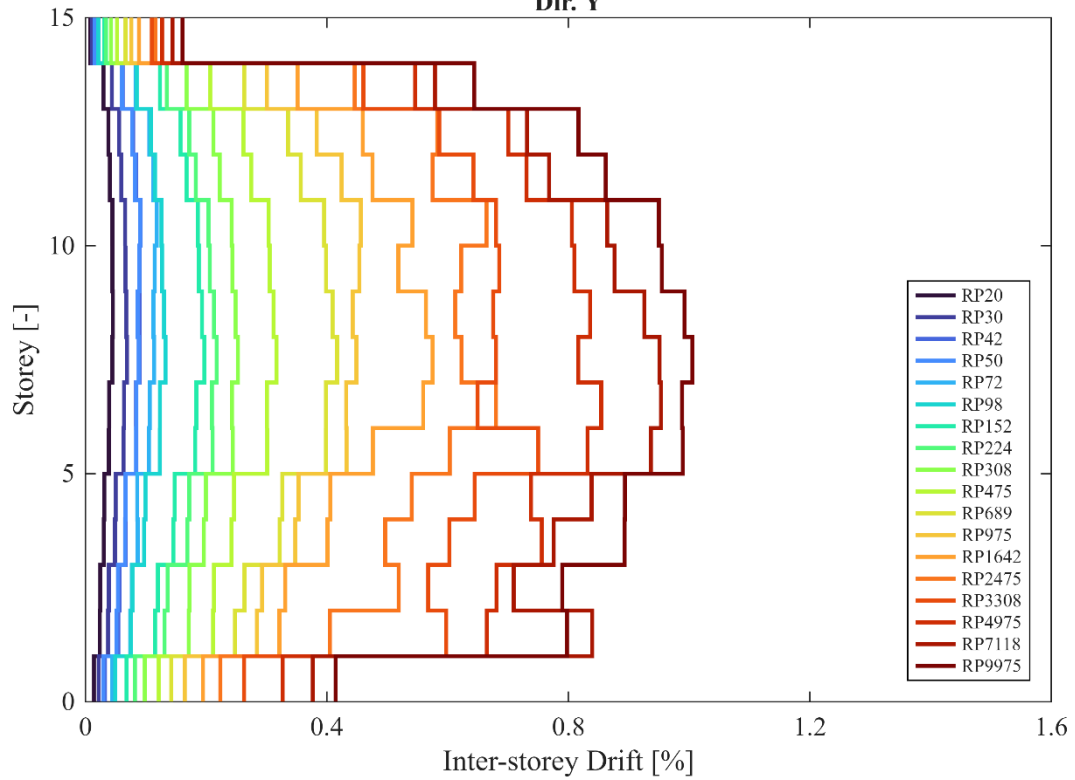


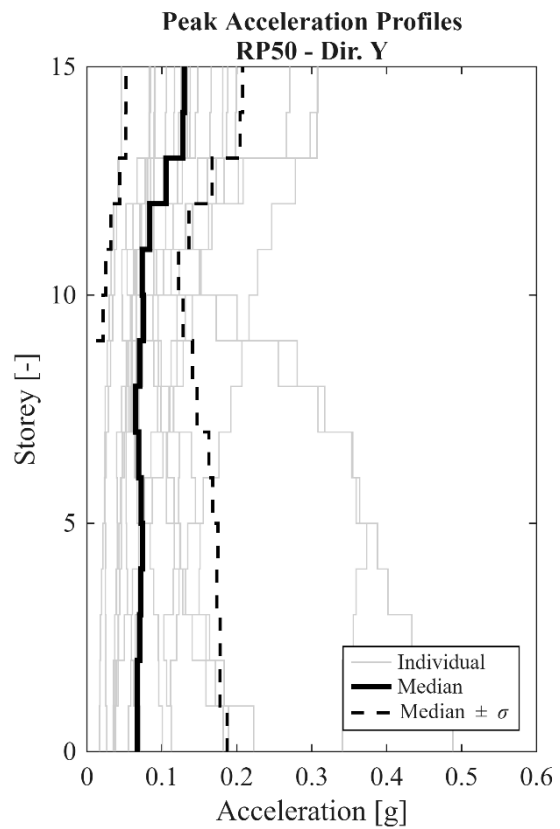
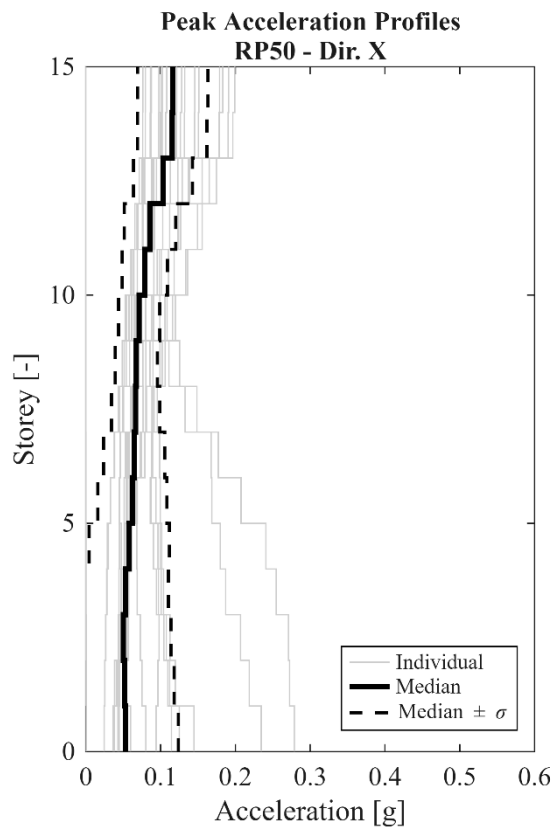
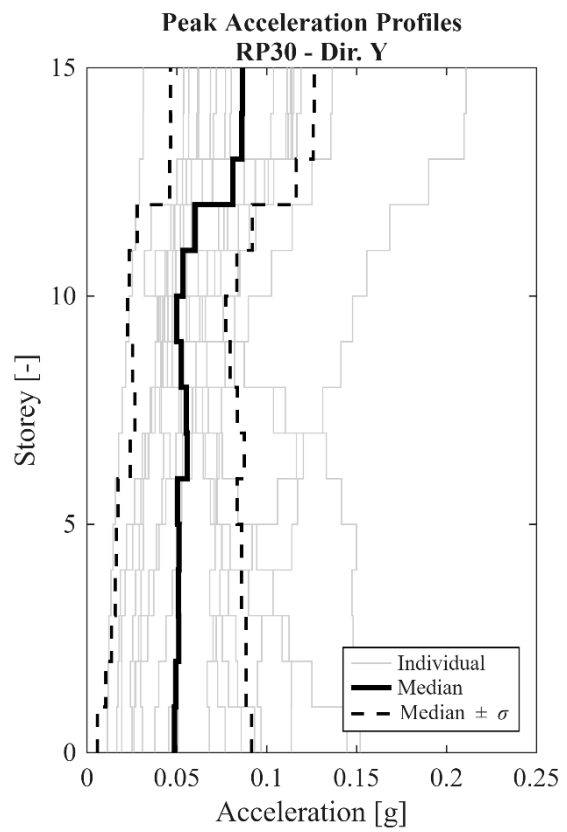
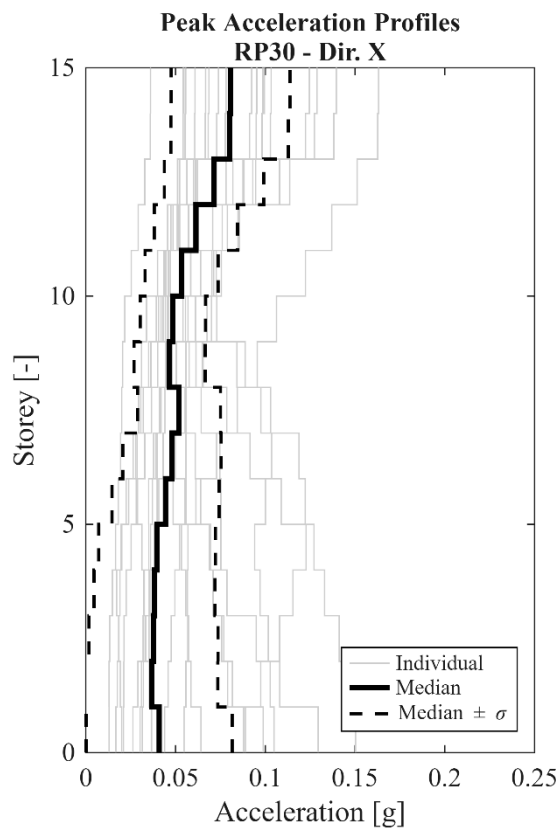


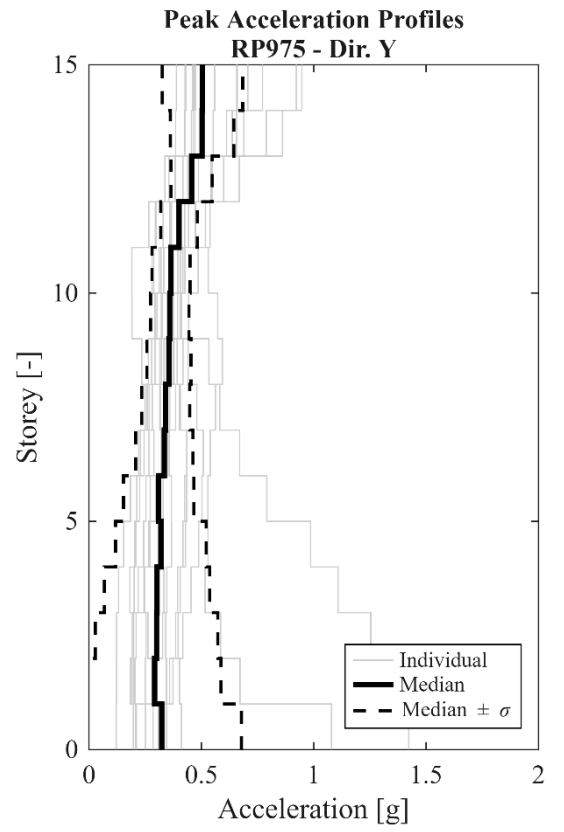
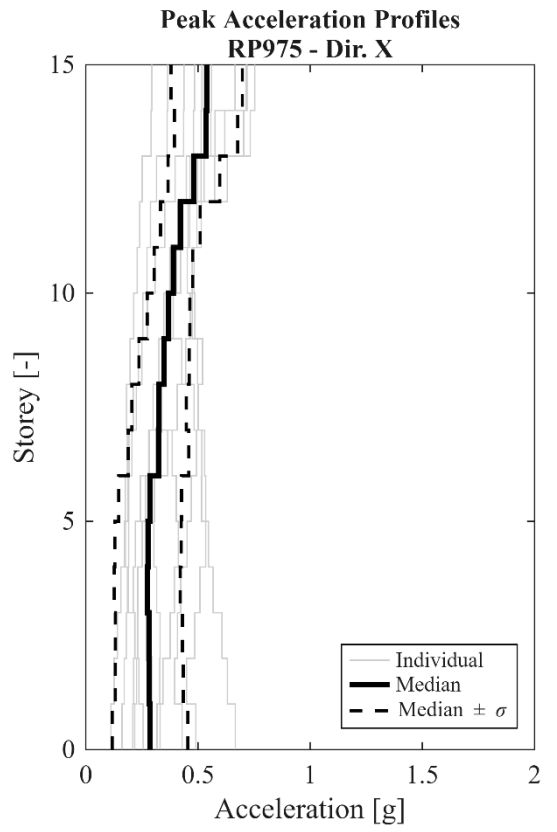
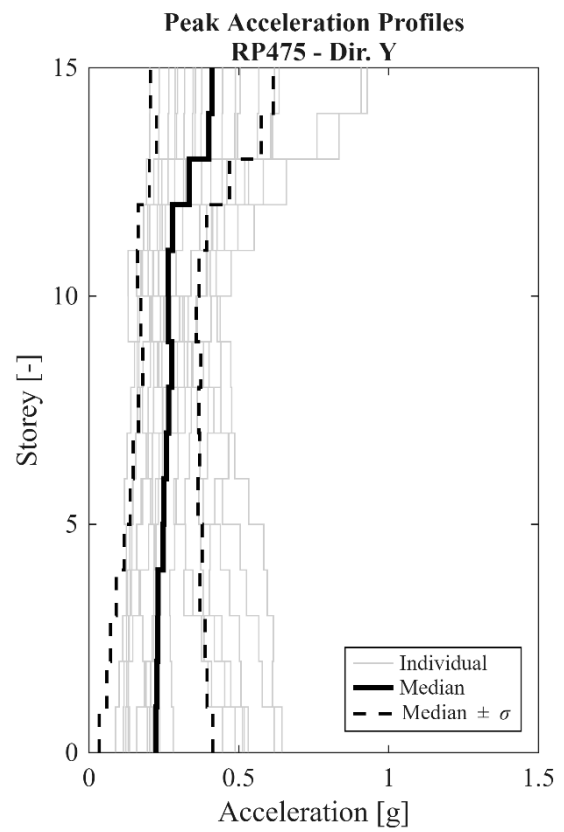
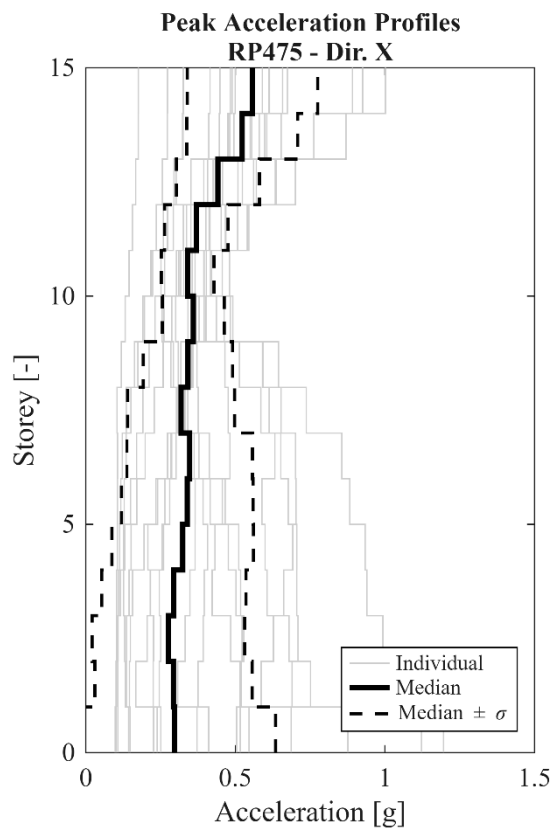
Median Peak Inter-storey Drift Profiles
Dir. X

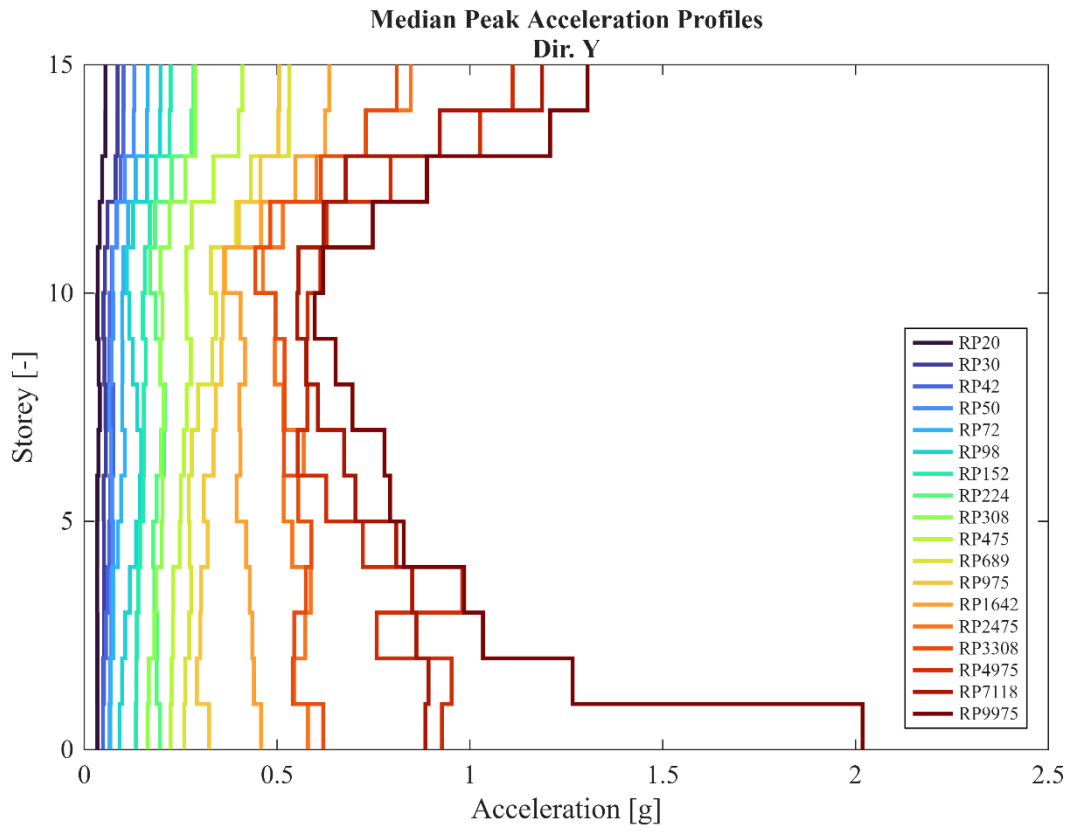
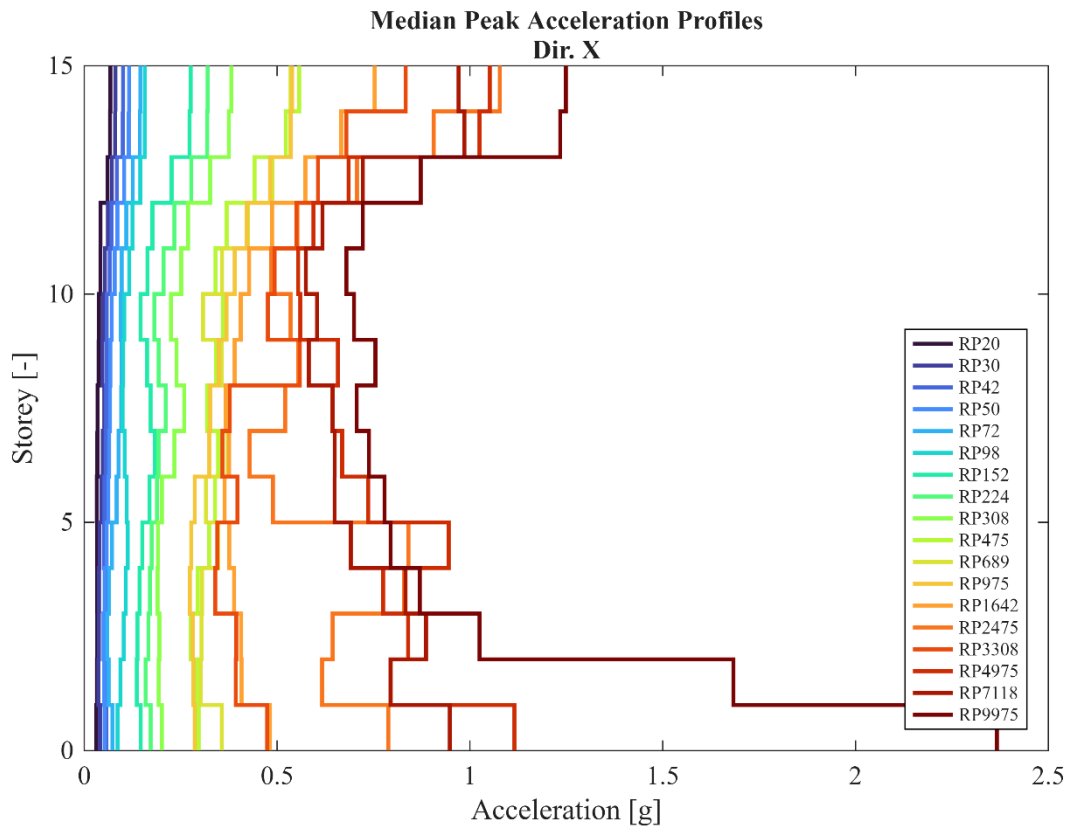


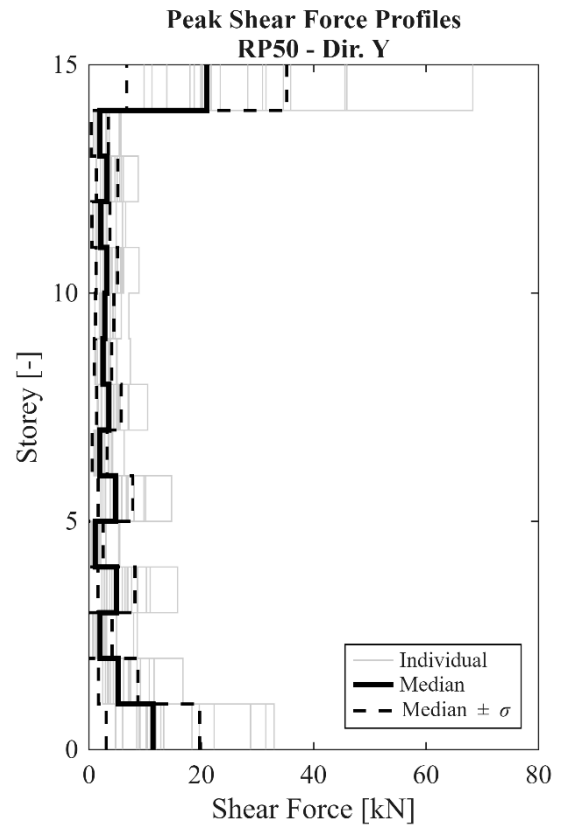
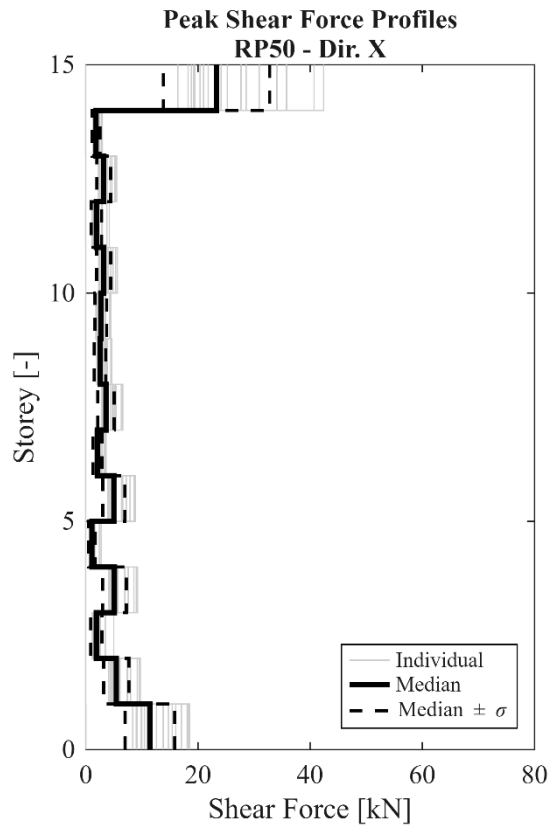
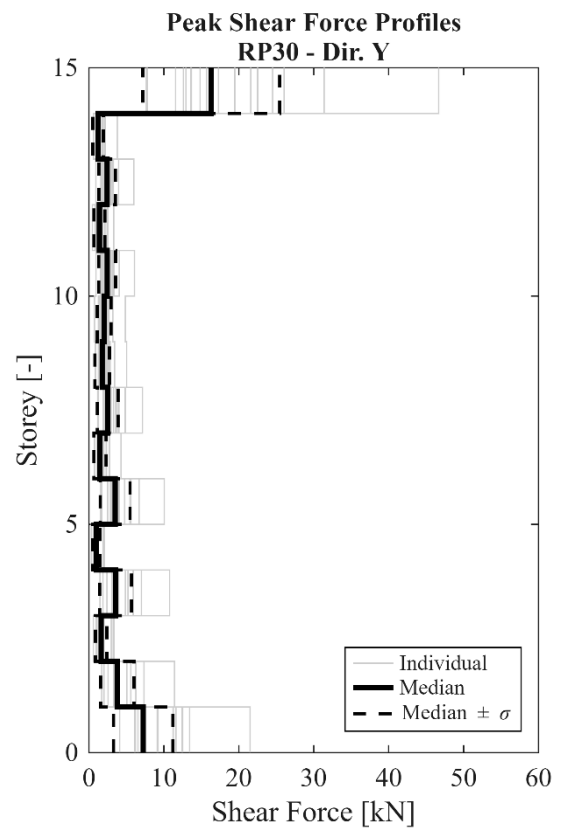
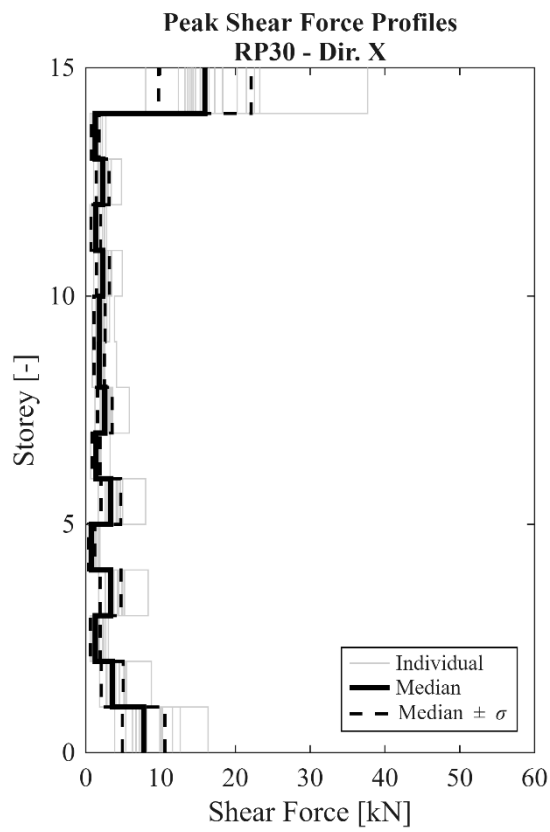
Median Peak Inter-storey Drift Profiles
Dir. Y

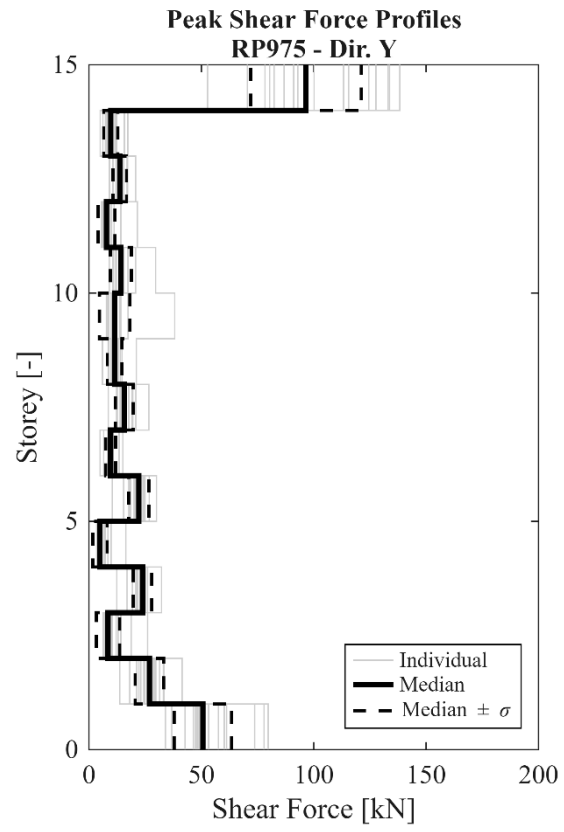
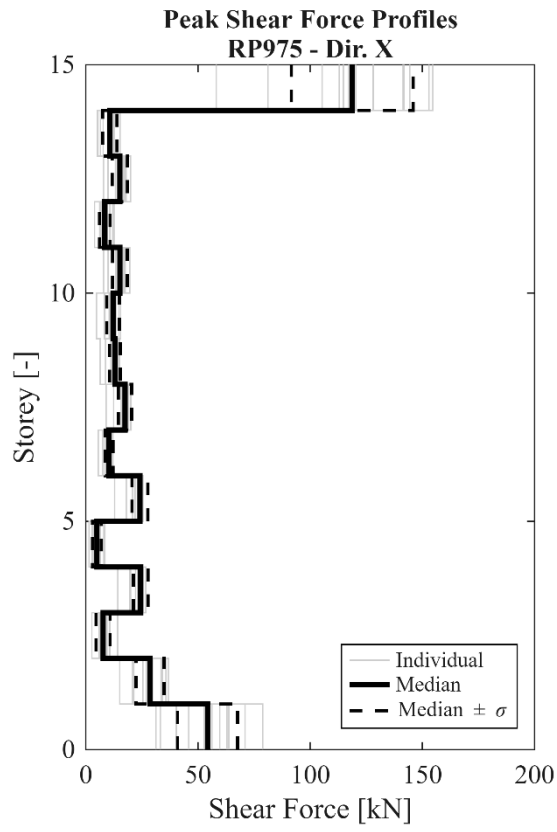
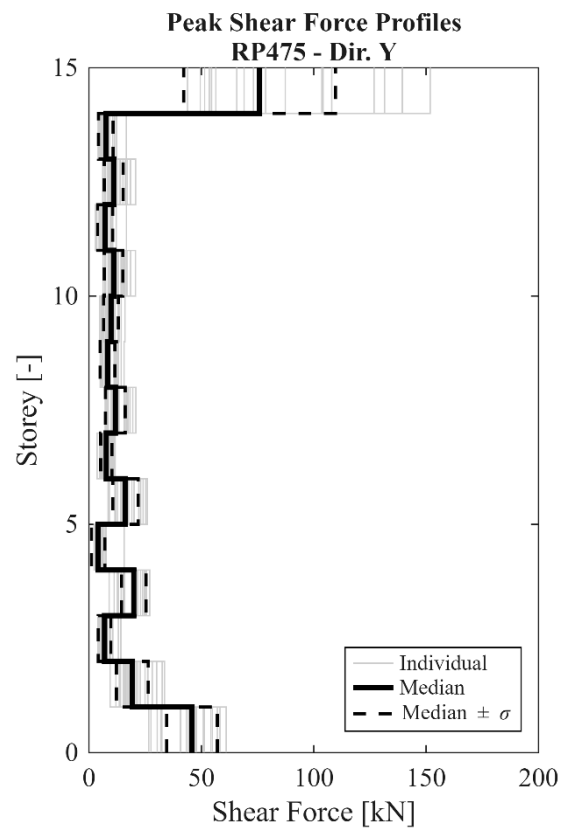
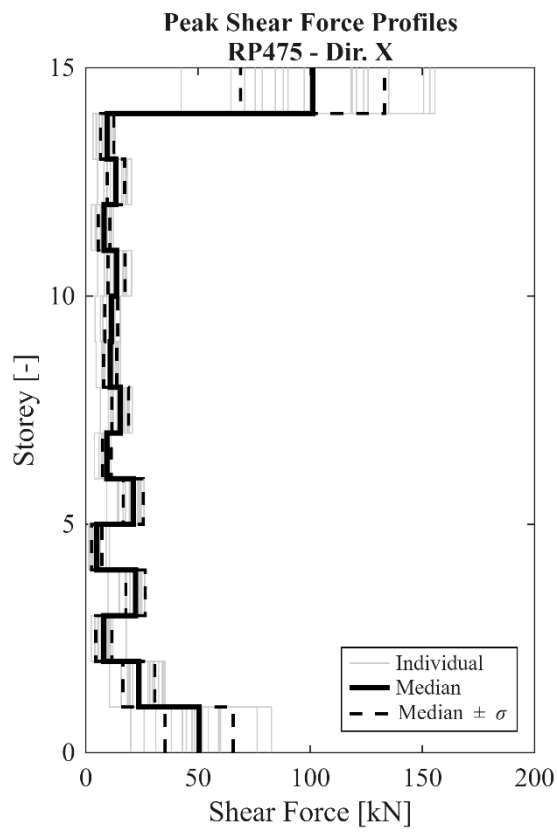


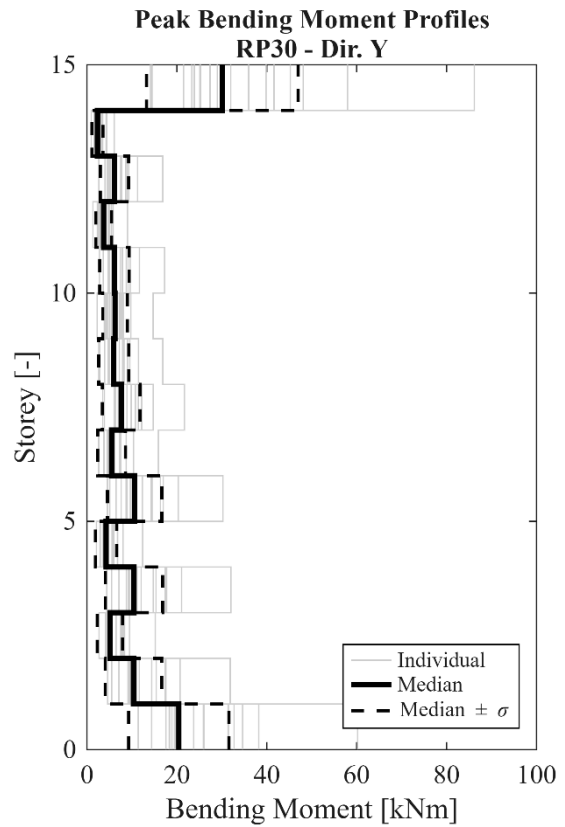
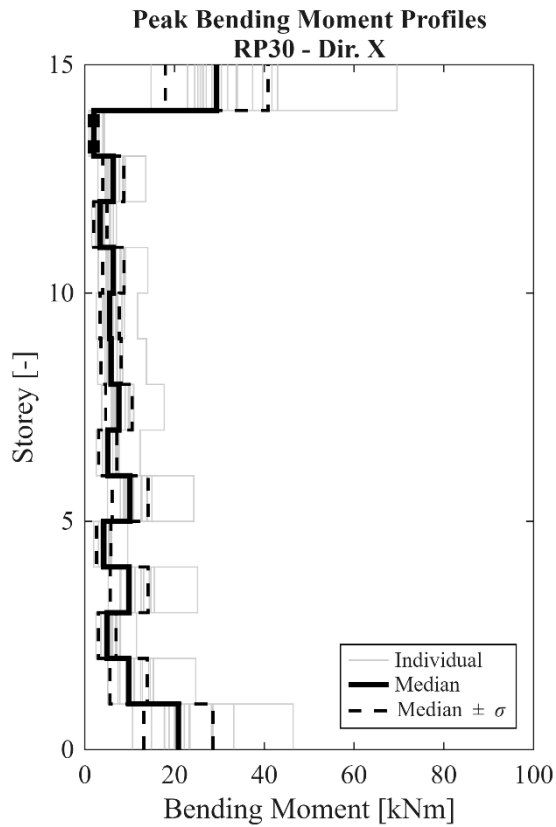
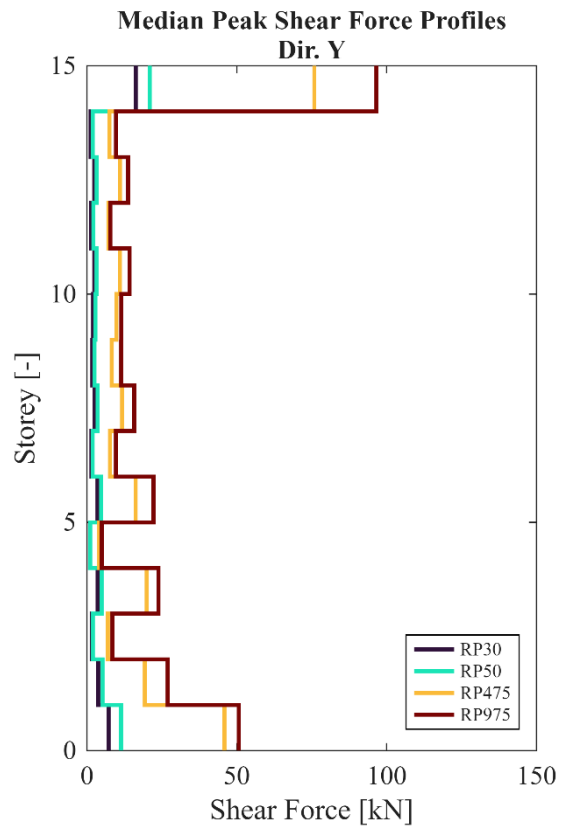
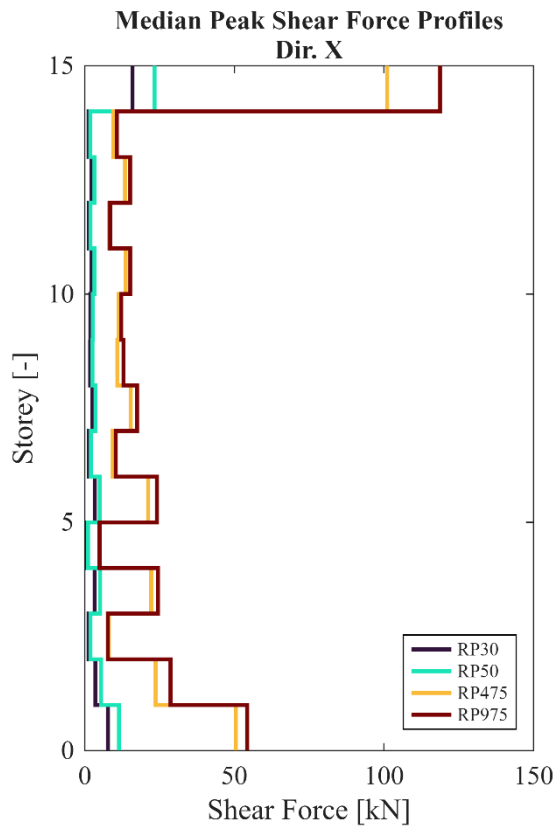


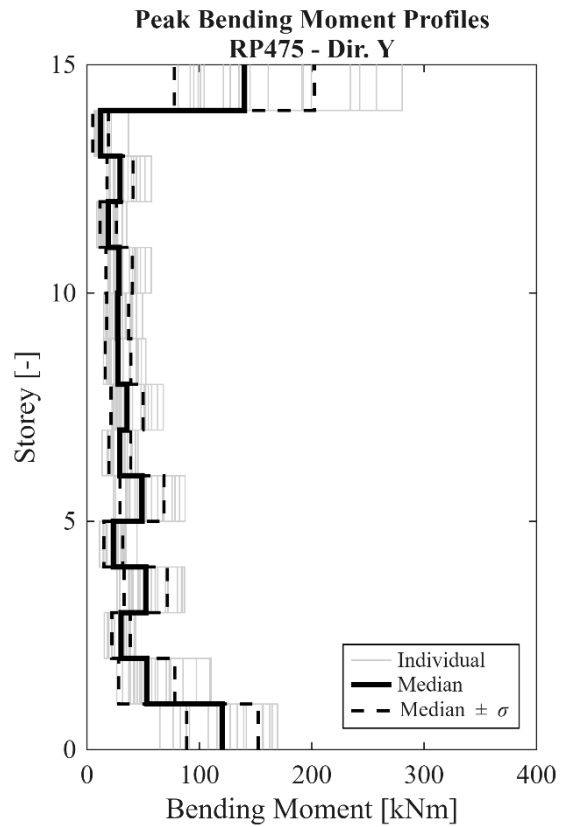
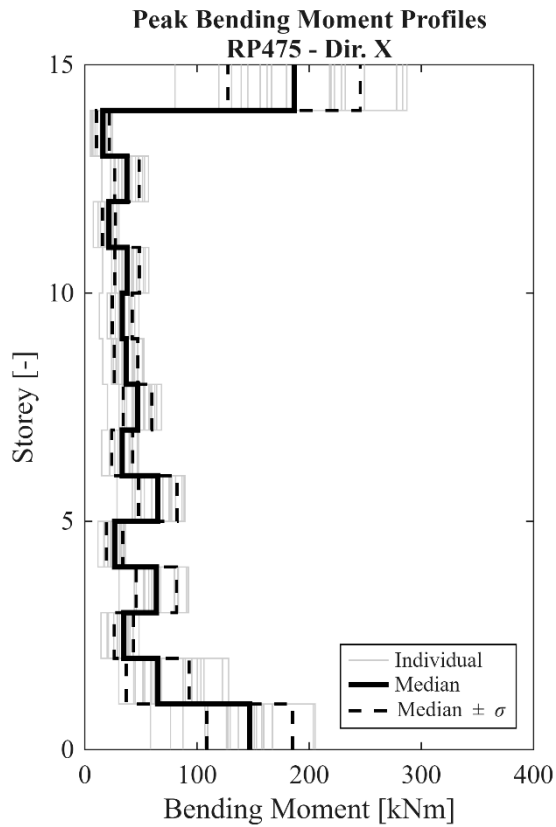
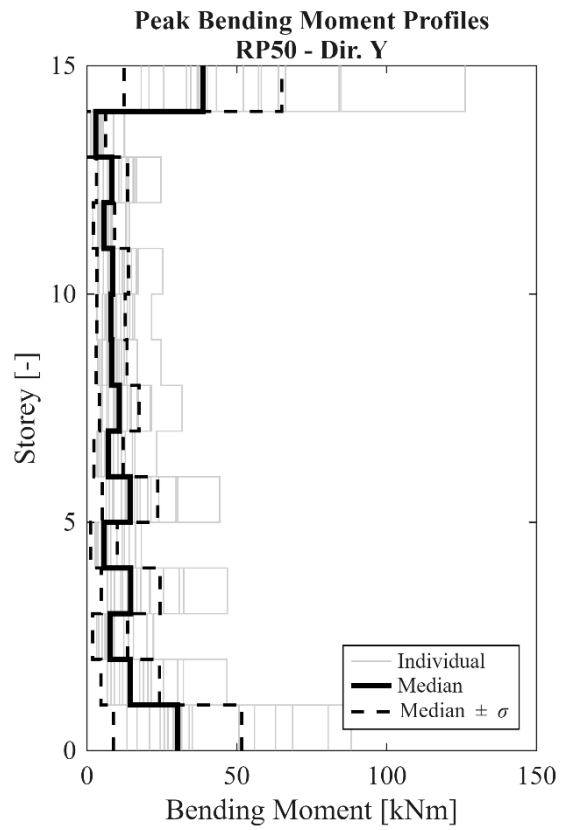
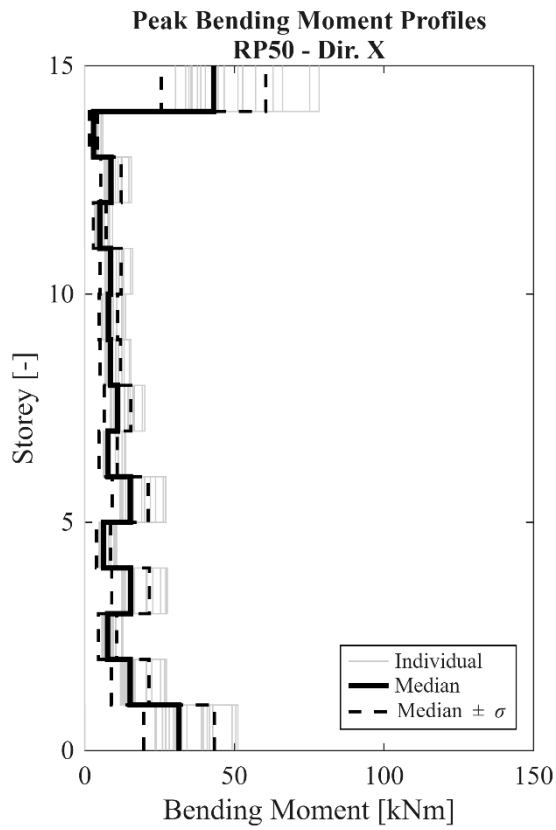


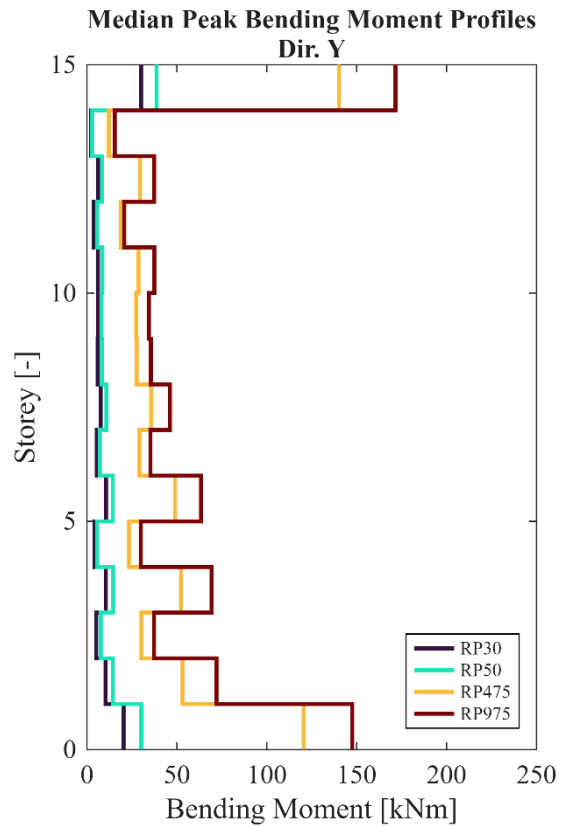
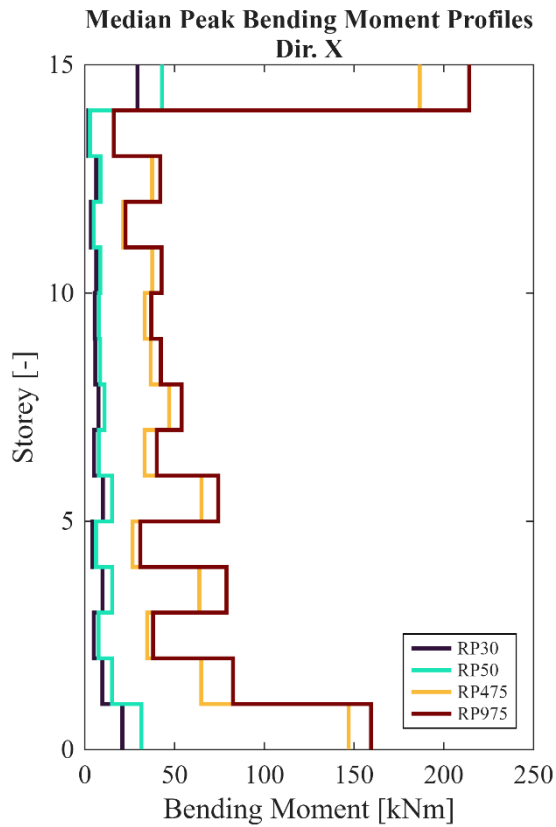
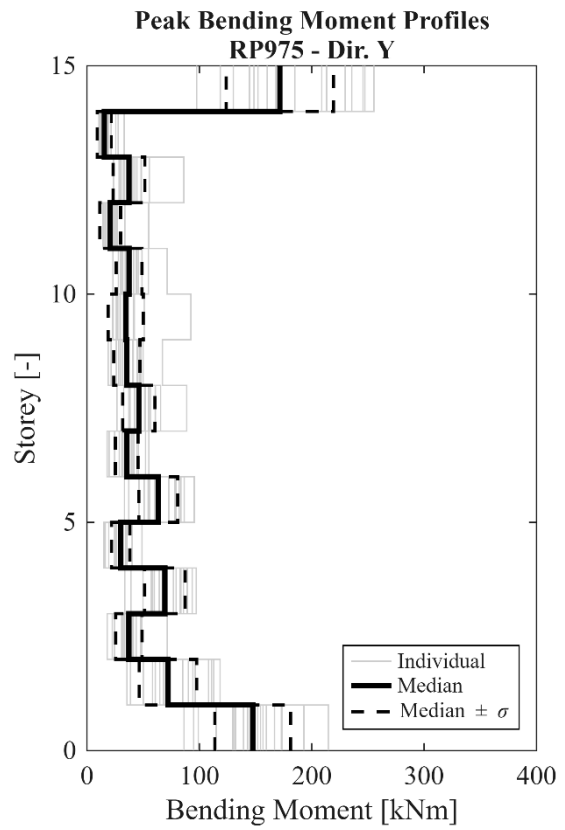
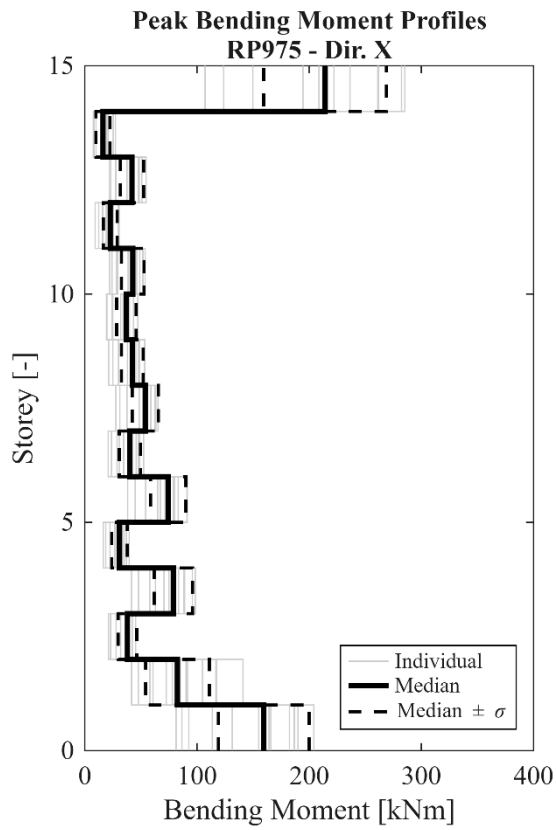


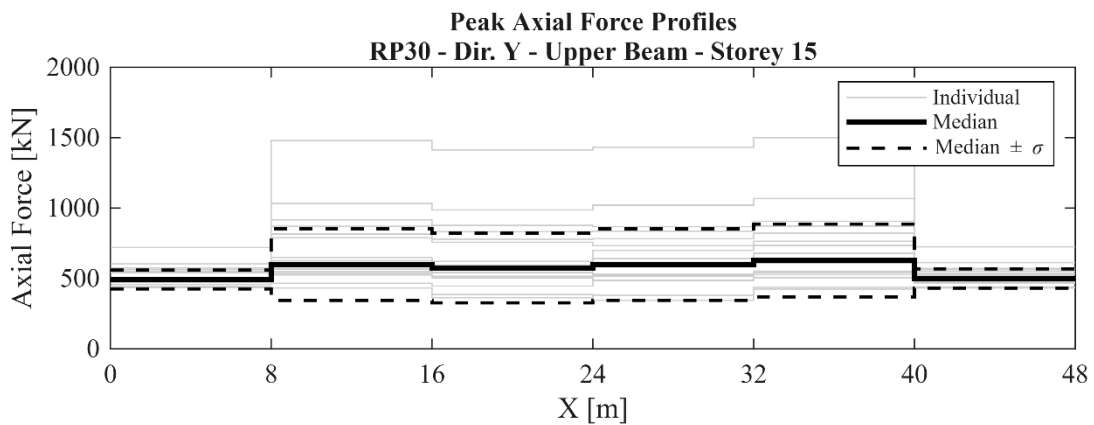
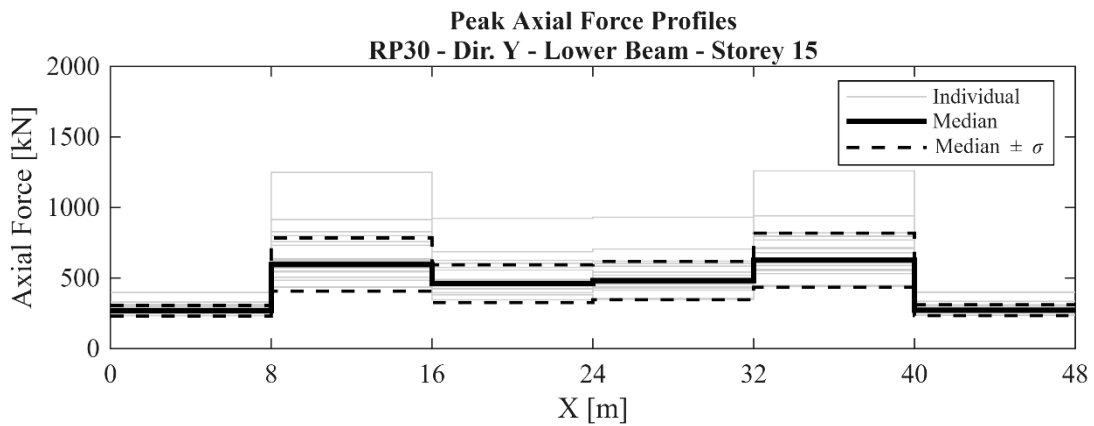
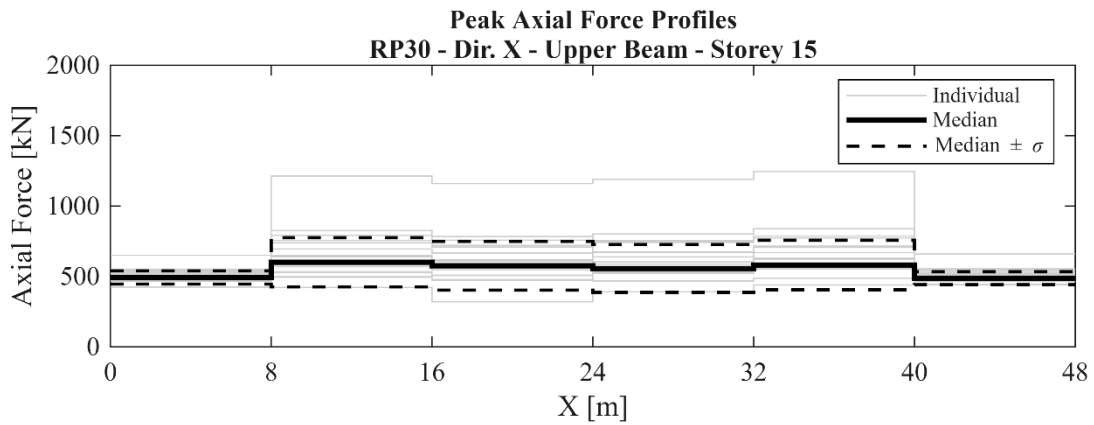
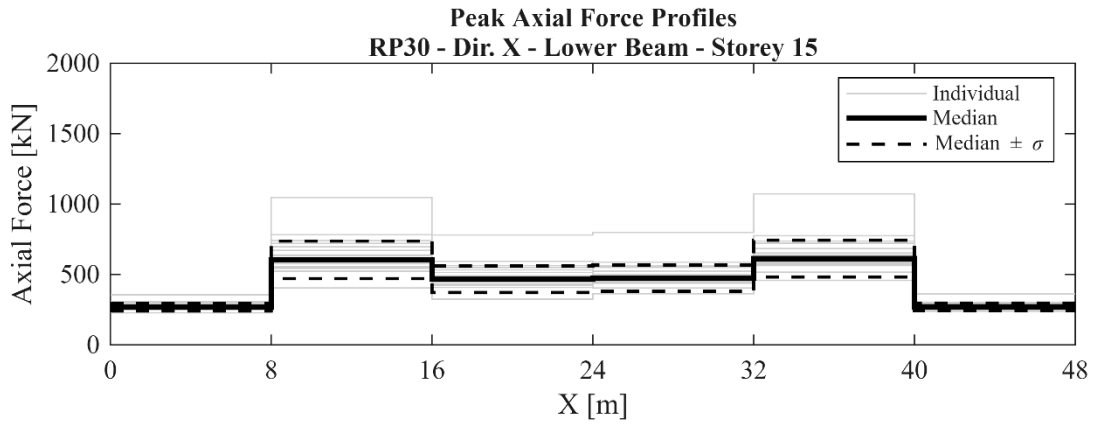


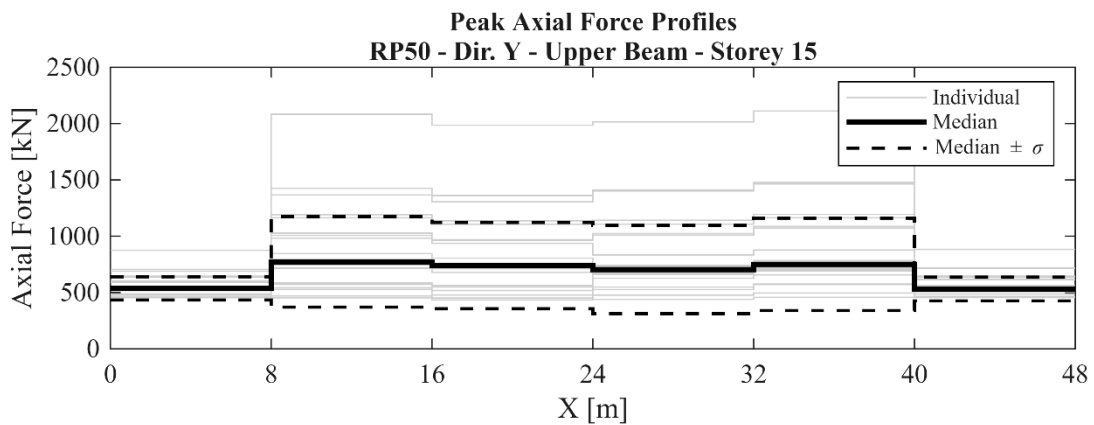
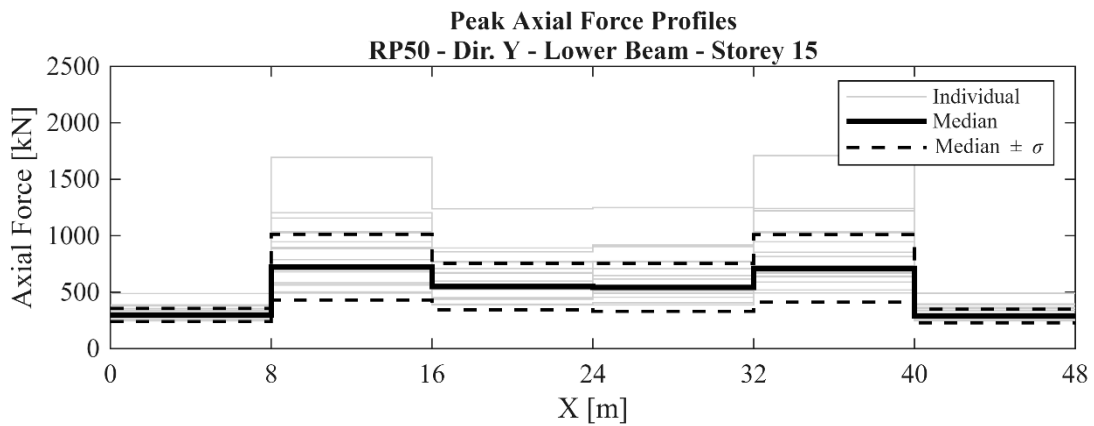
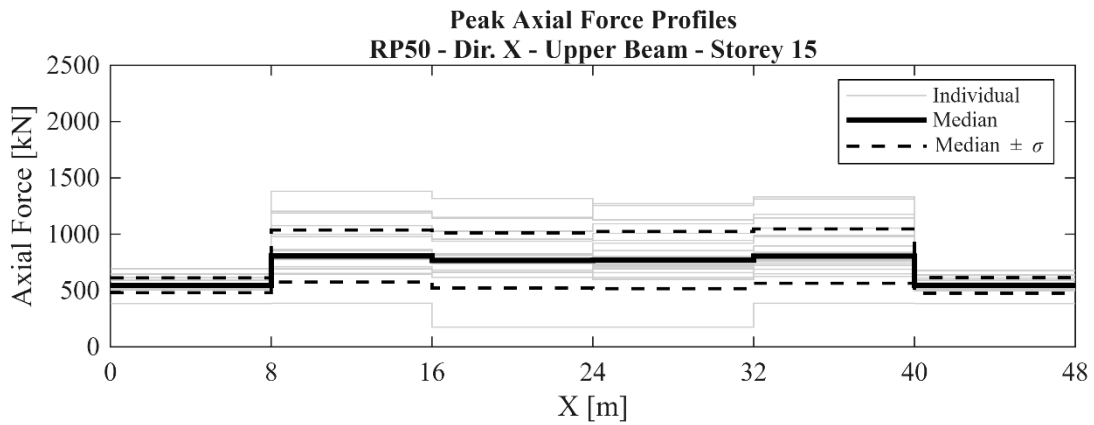
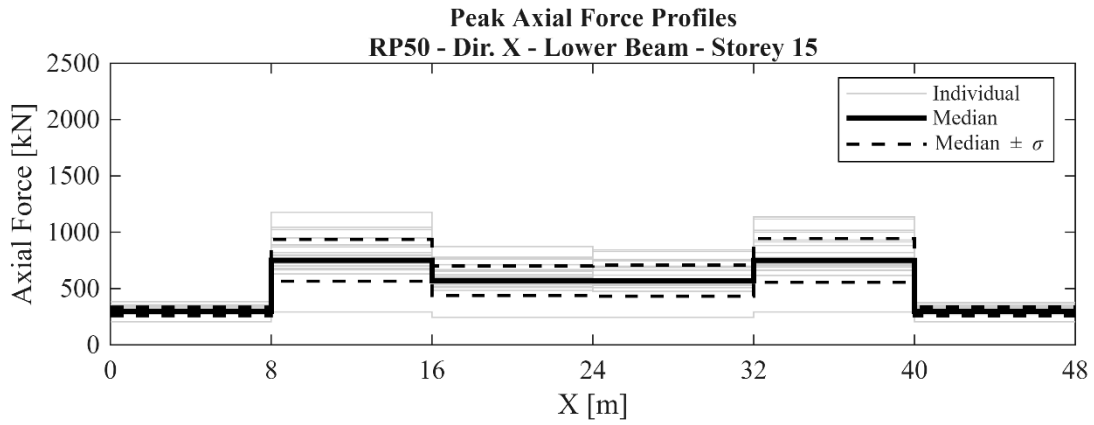


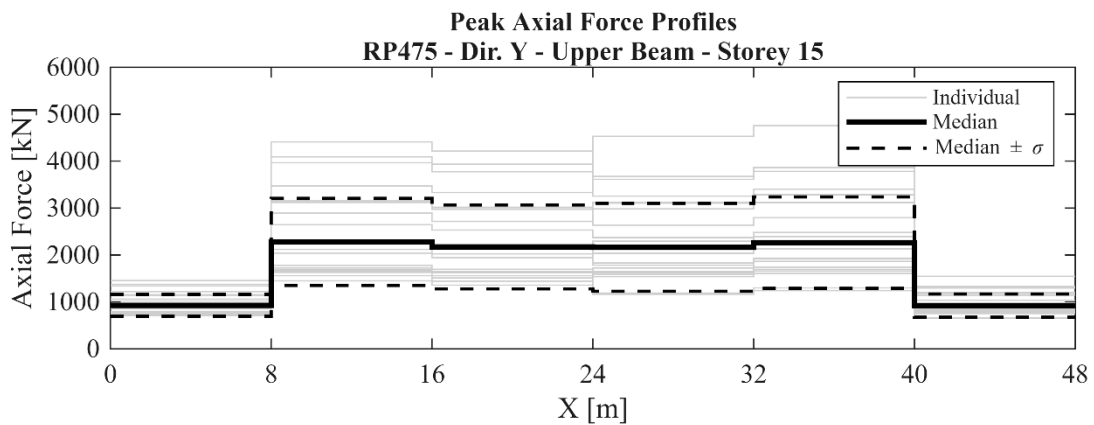
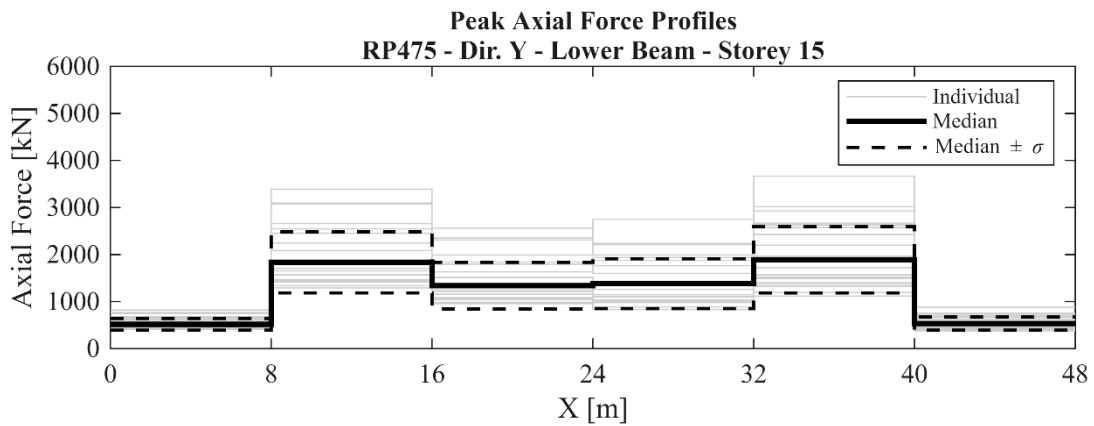
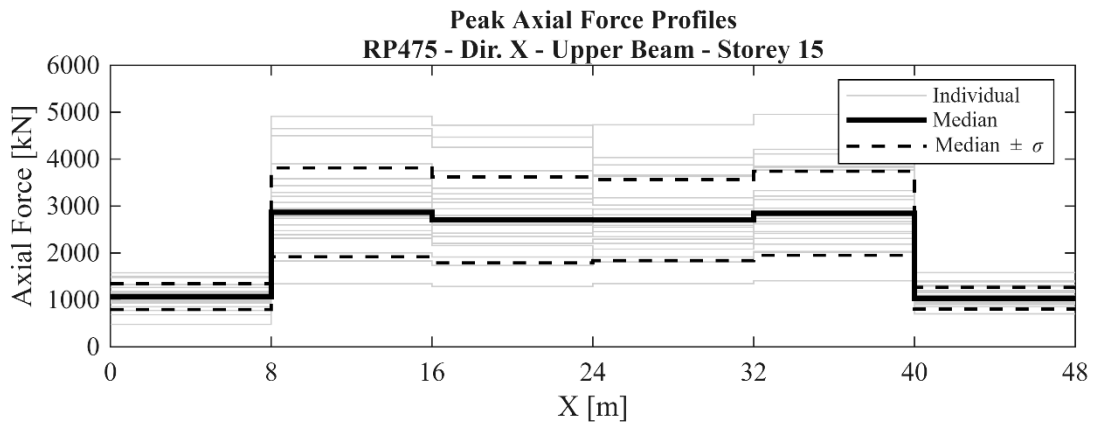
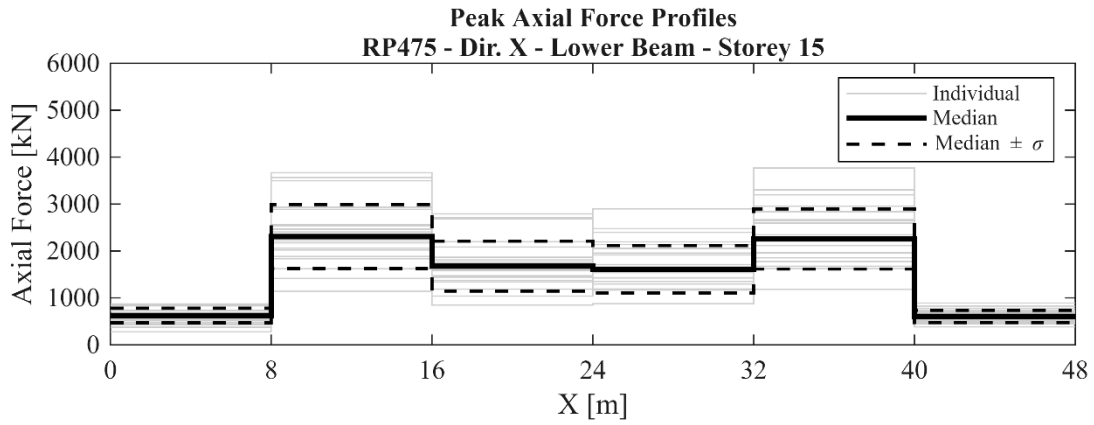


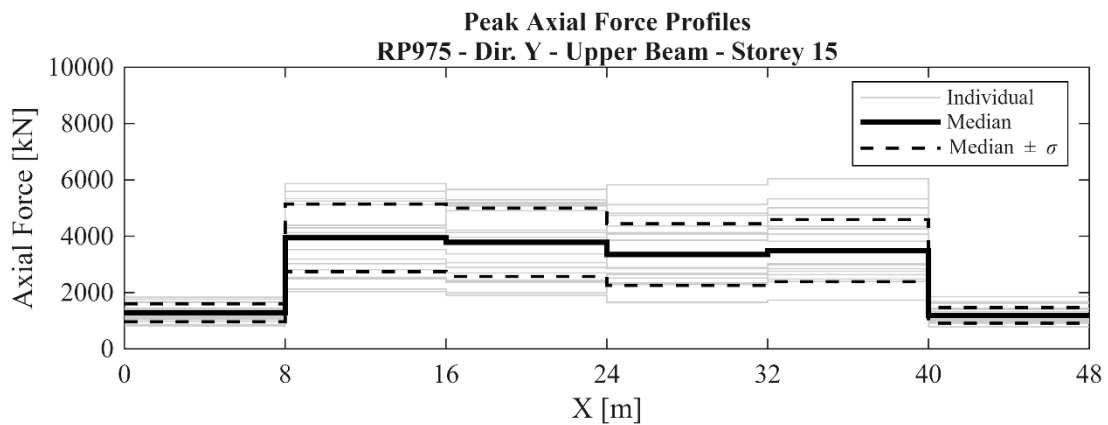
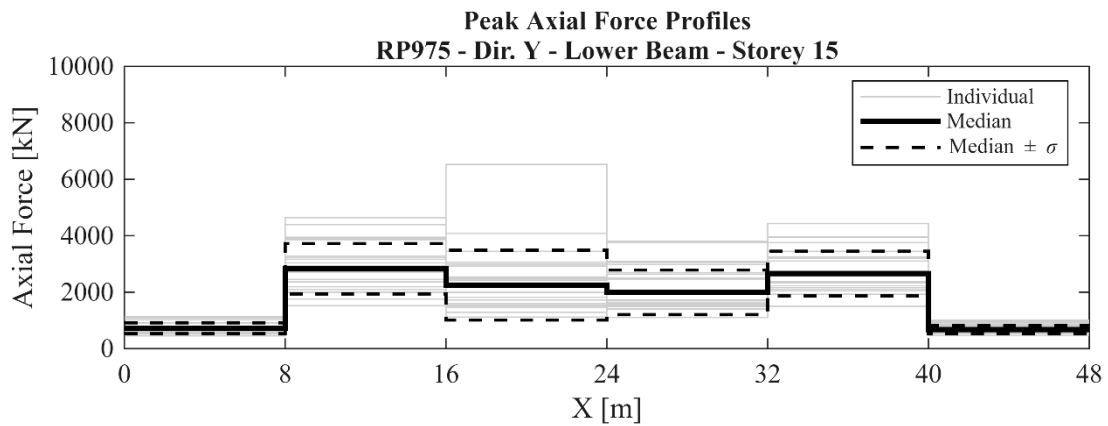
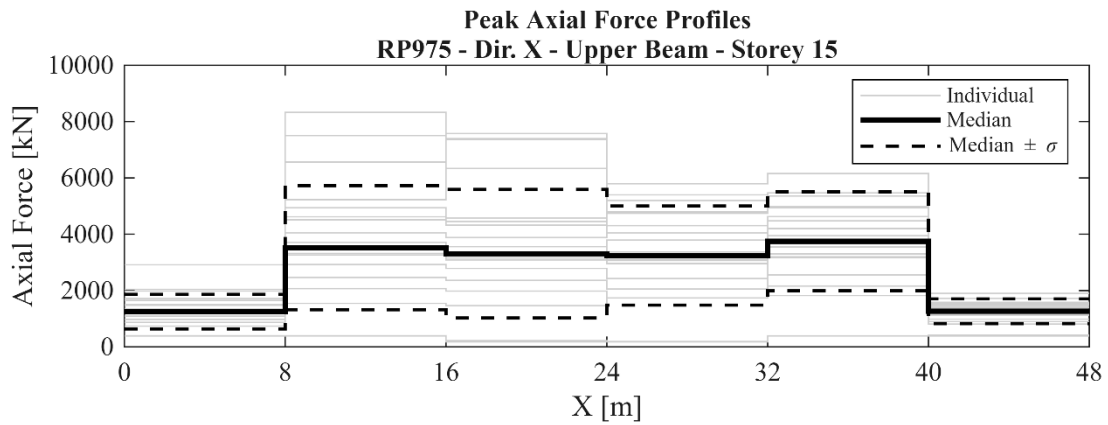
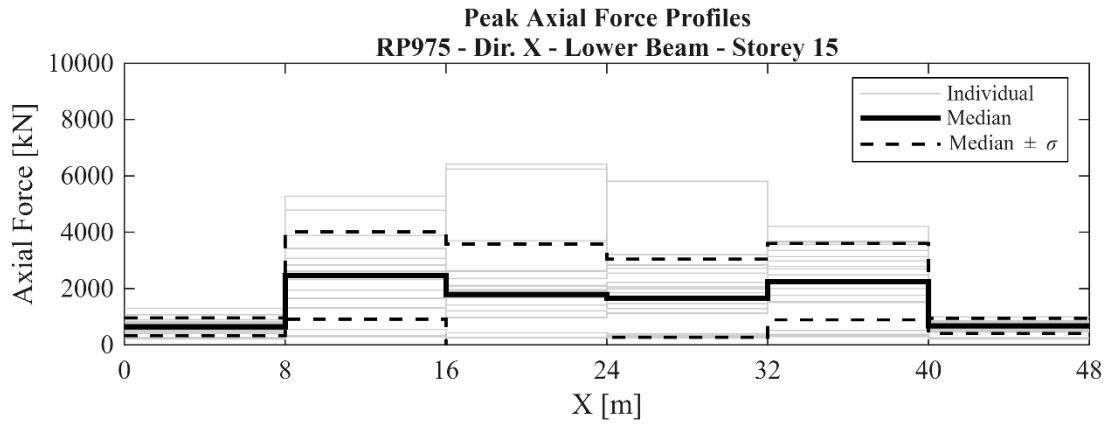




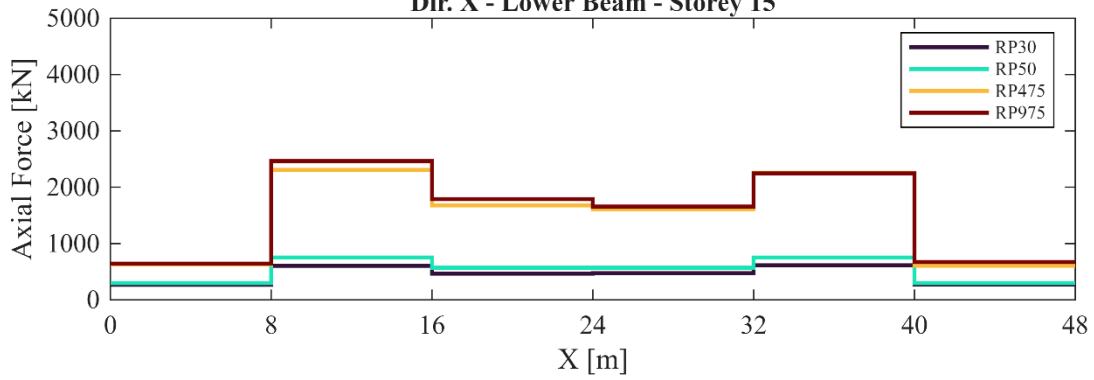




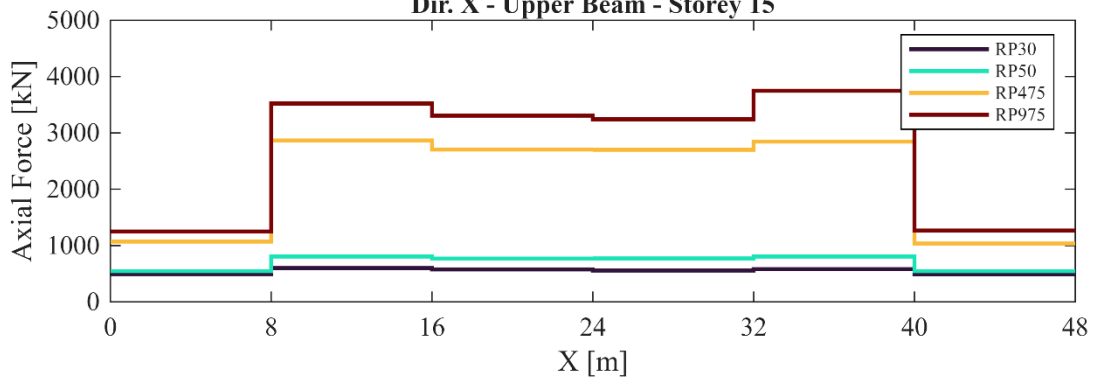




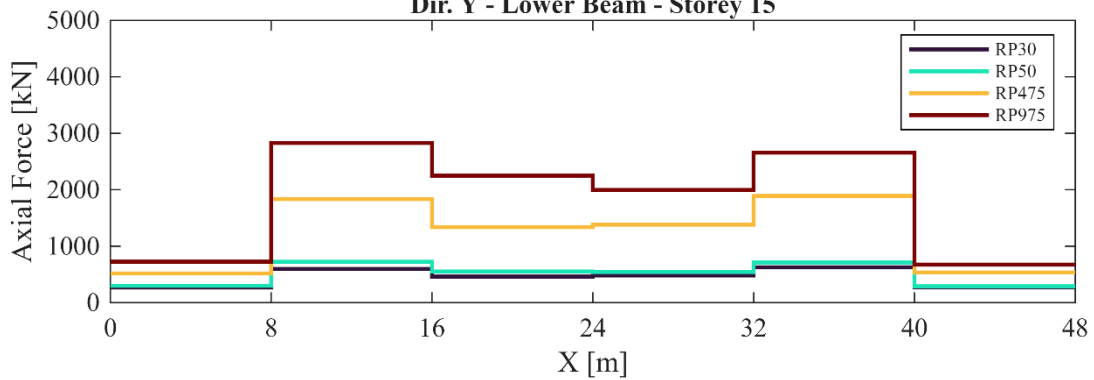
**Median Peak Axial Force Profiles
Dir. X - Lower Beam - Storey 15**



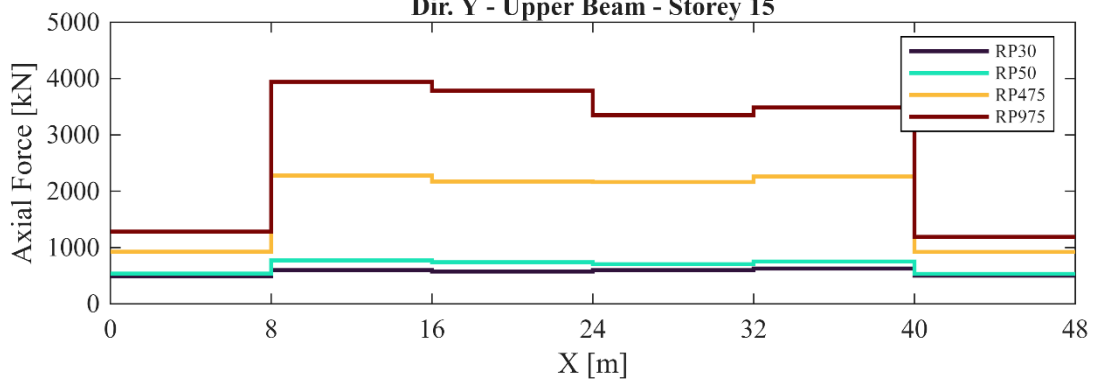
**Median Peak Axial Force Profiles
Dir. X - Upper Beam - Storey 15**

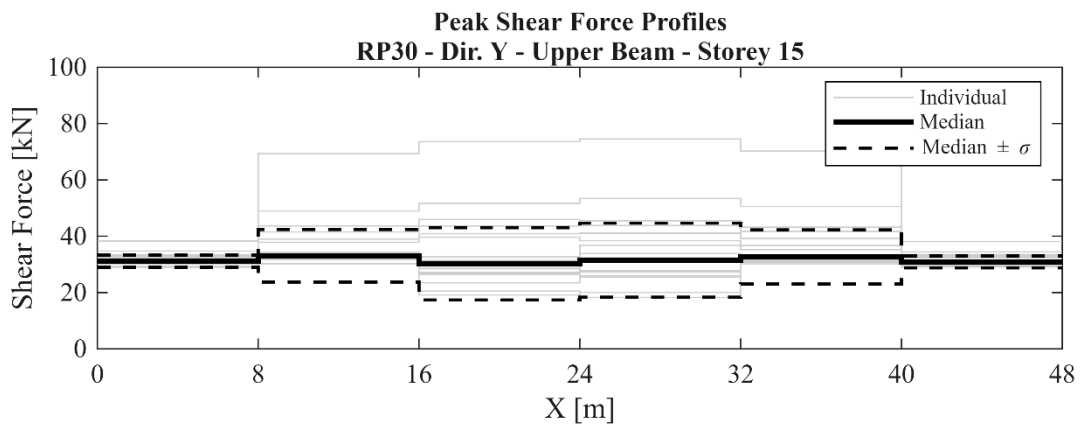
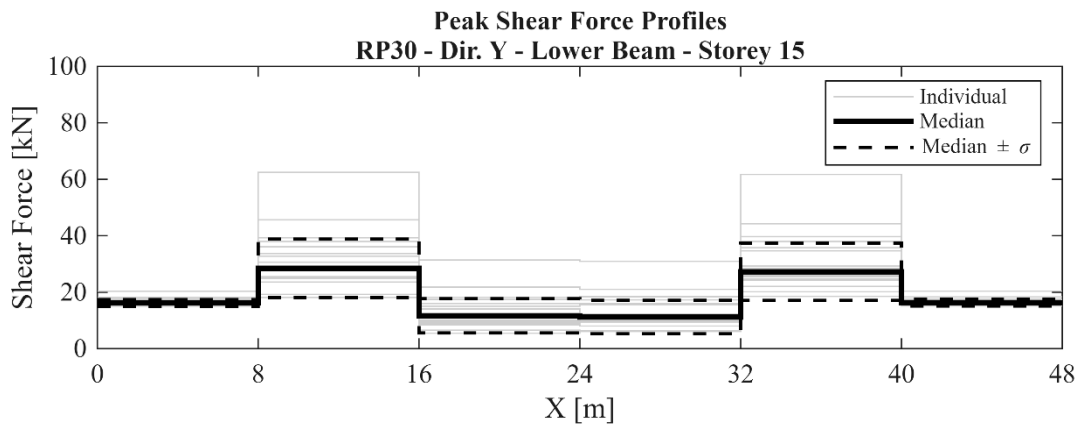
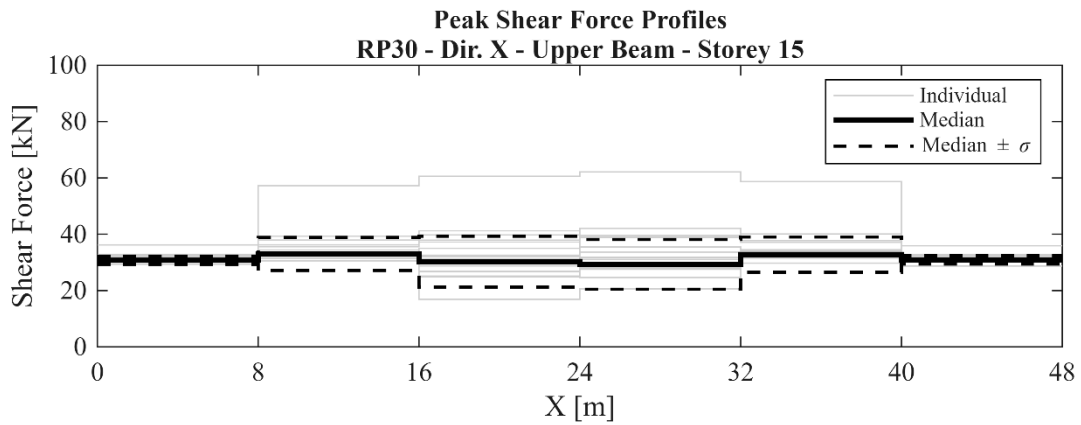
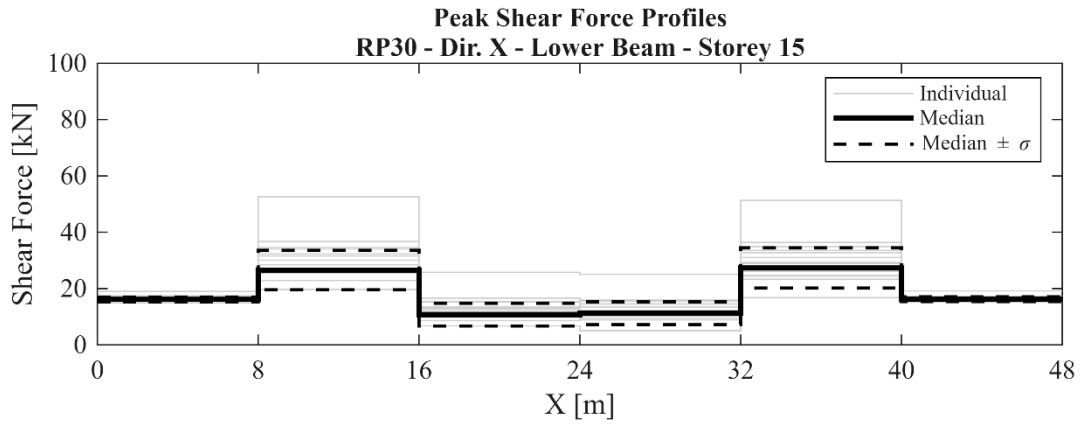


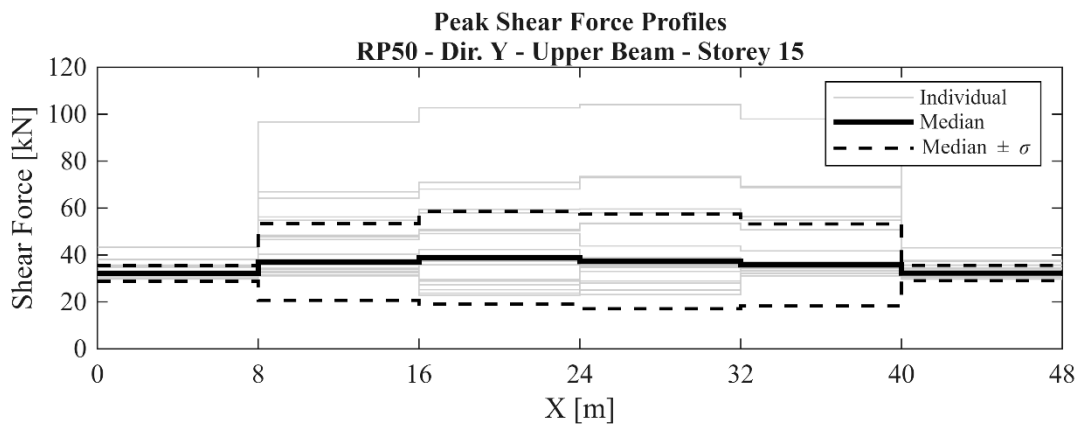
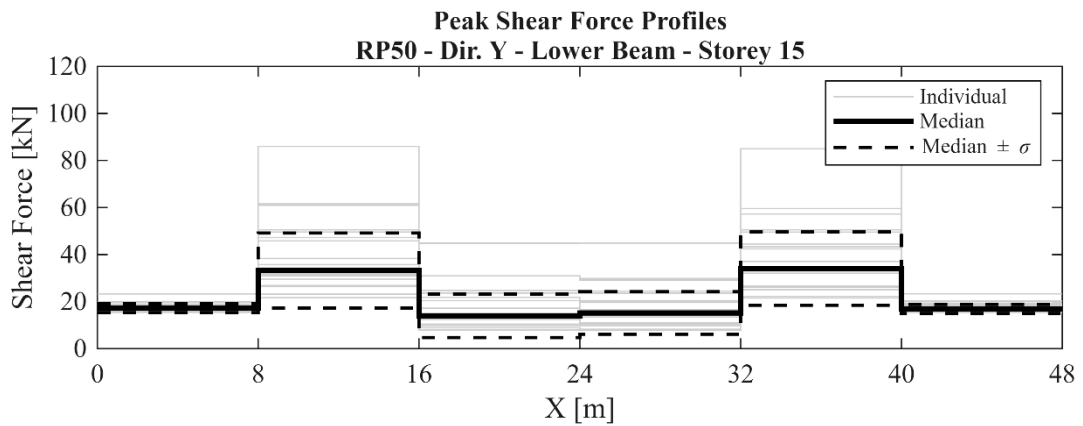
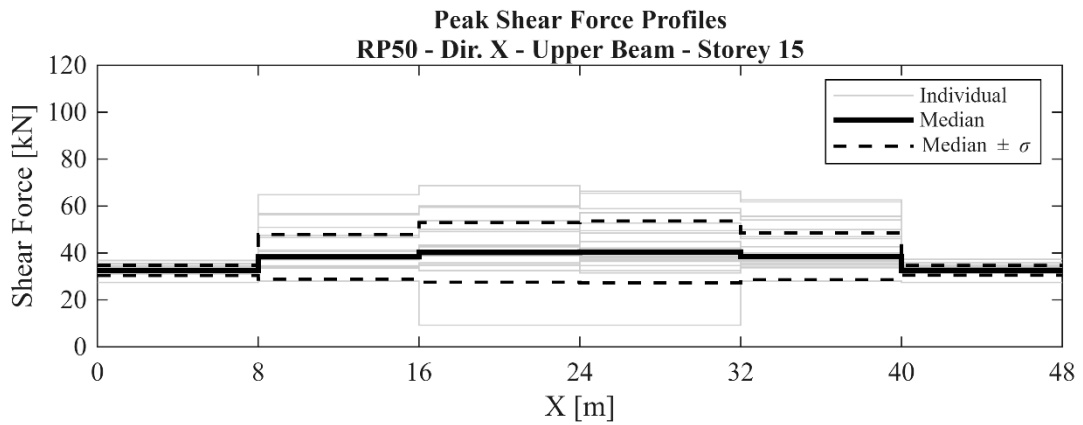
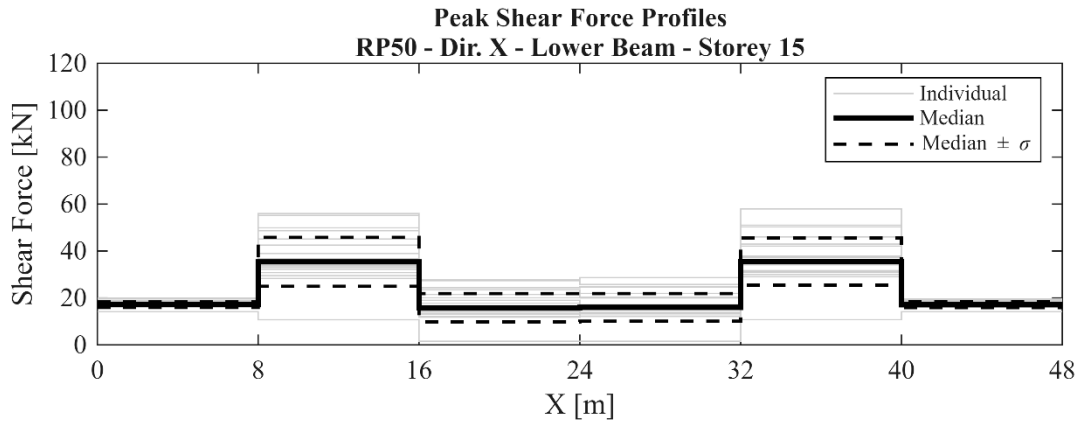
**Median Peak Axial Force Profiles
Dir. Y - Lower Beam - Storey 15**

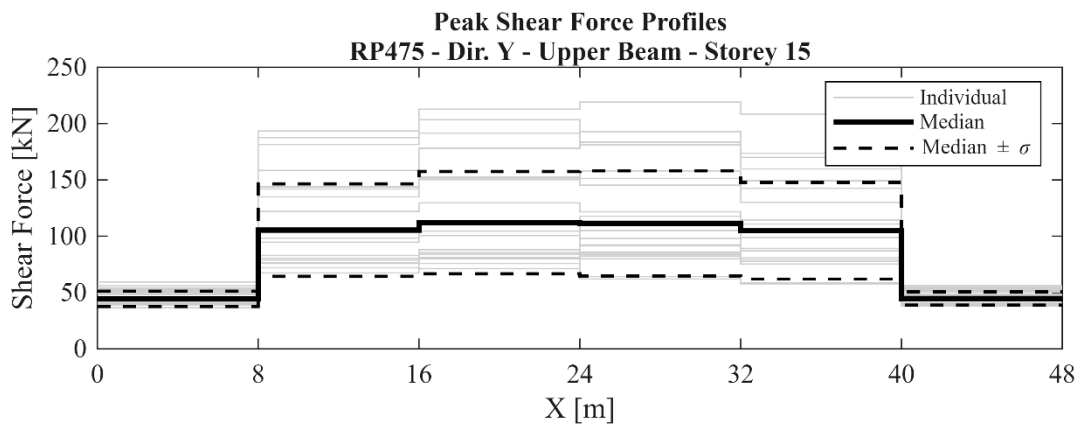
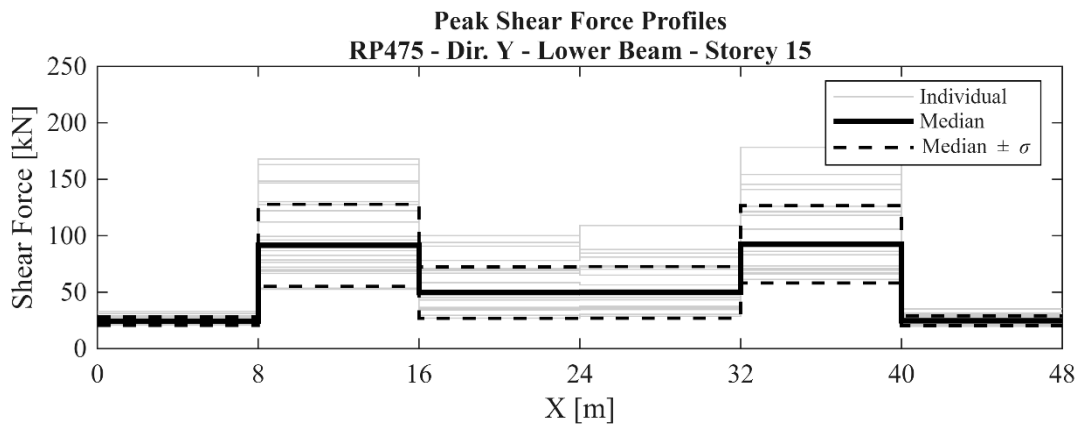
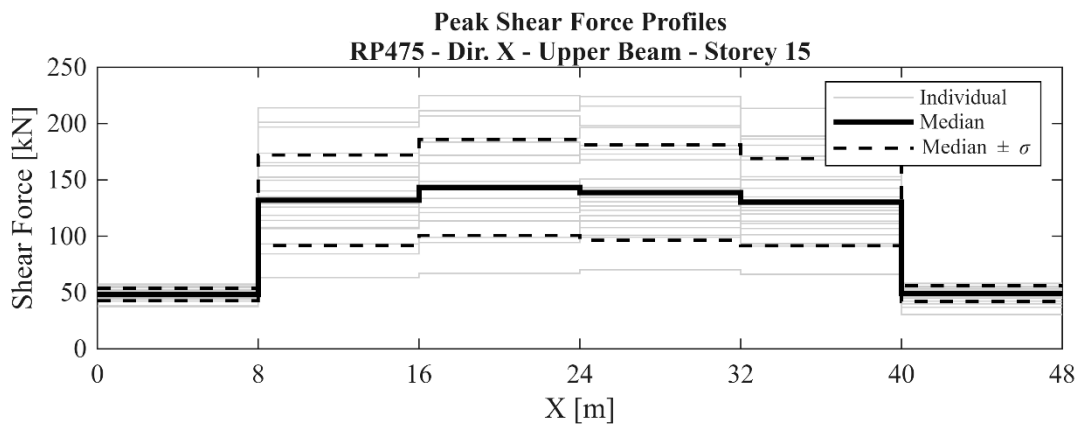
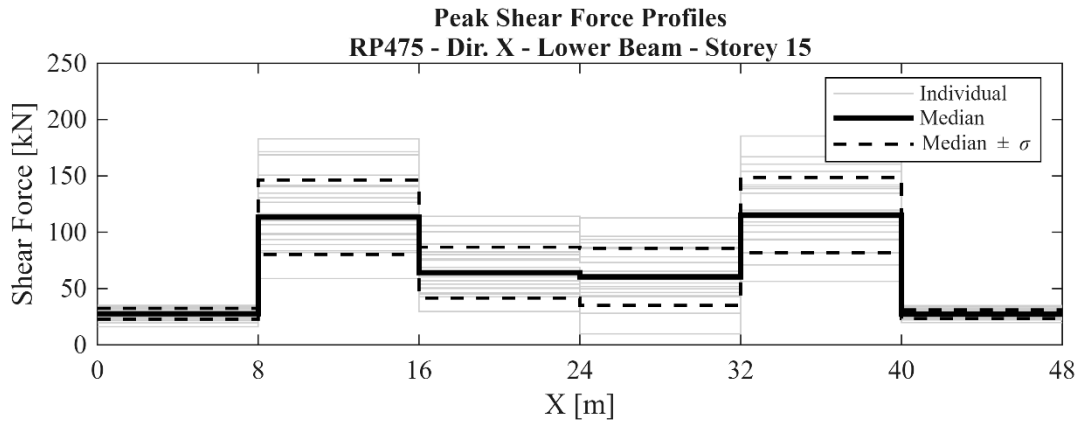


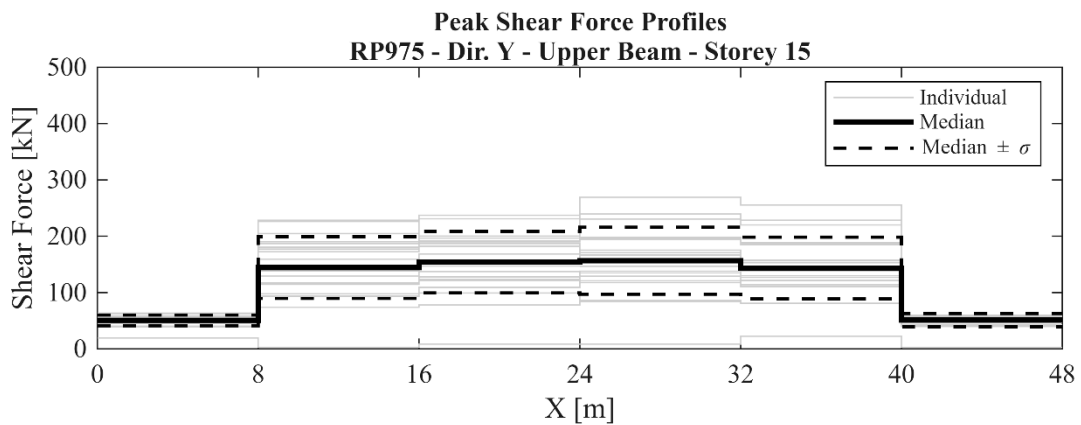
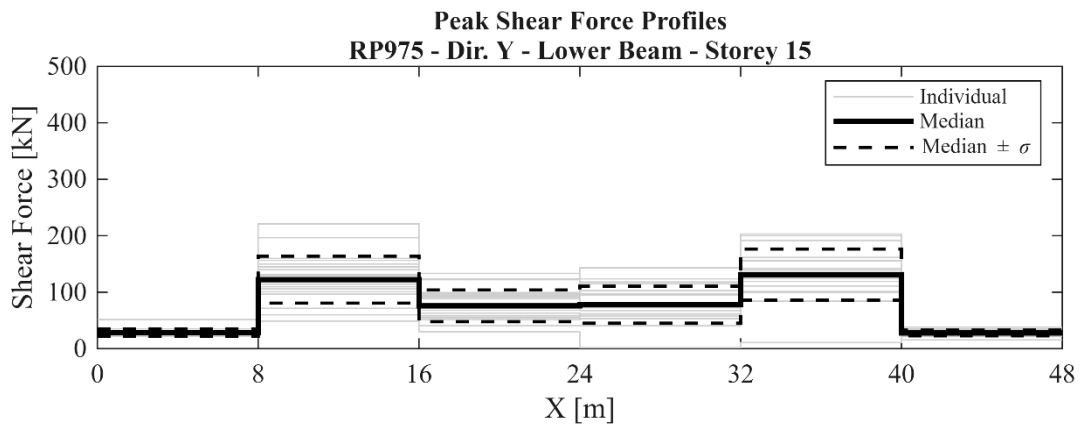
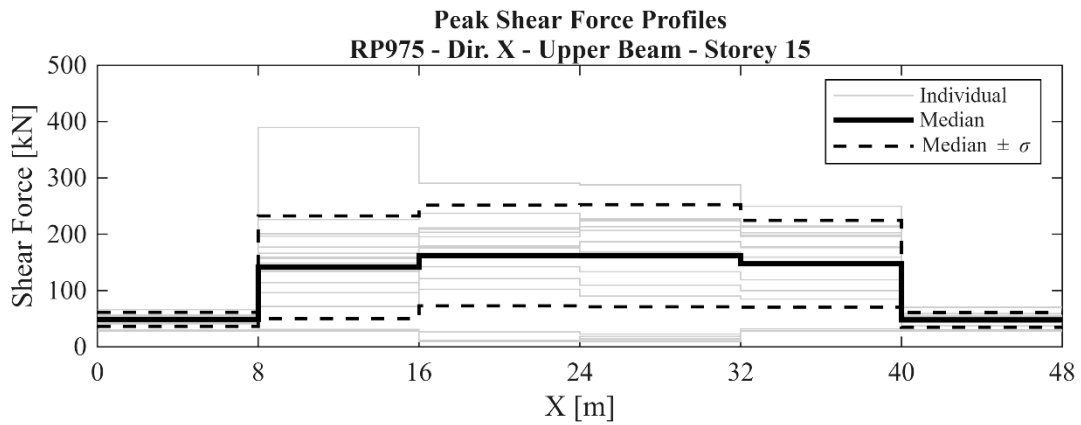
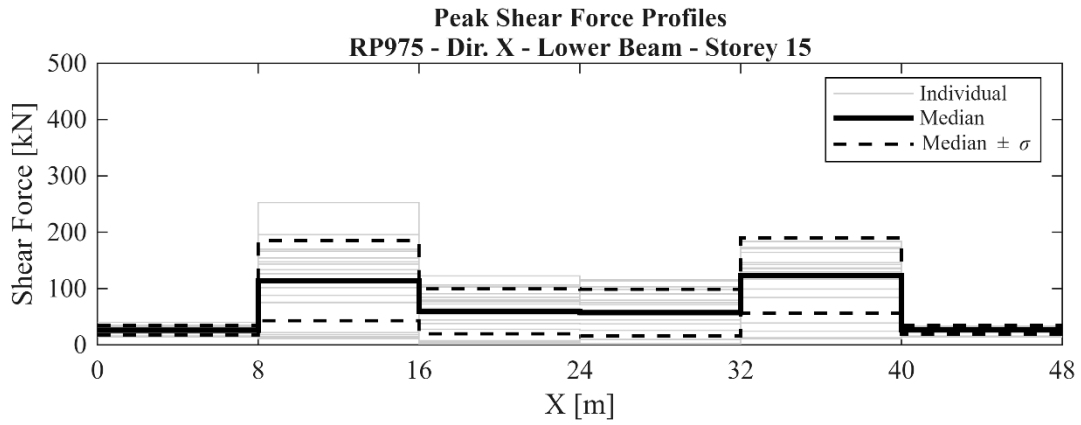
**Median Peak Axial Force Profiles
Dir. Y - Upper Beam - Storey 15**

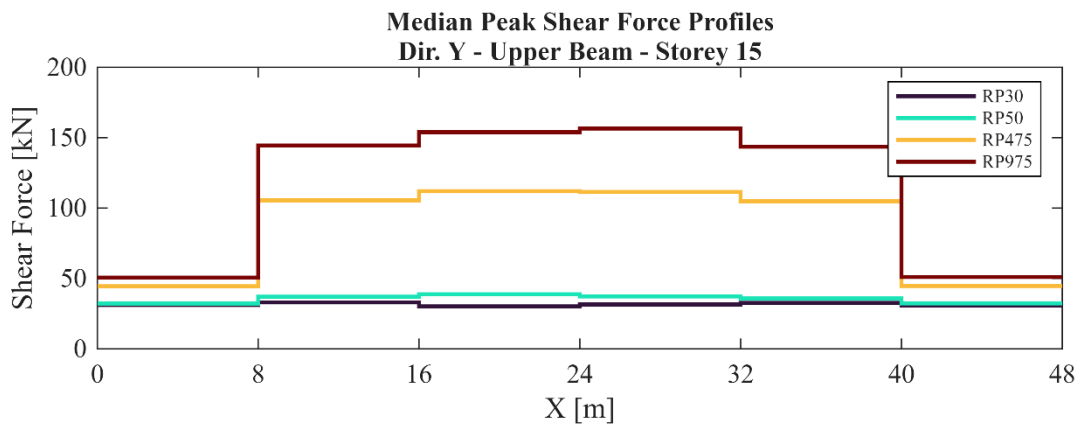
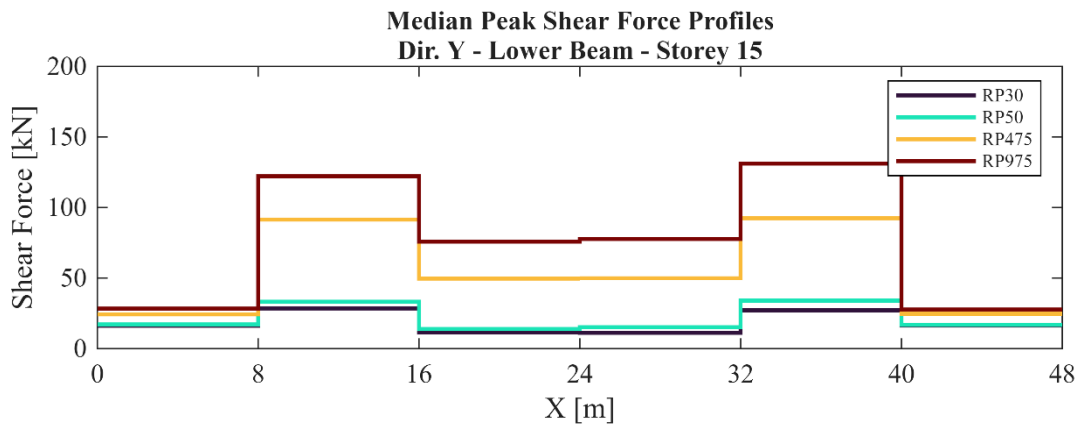
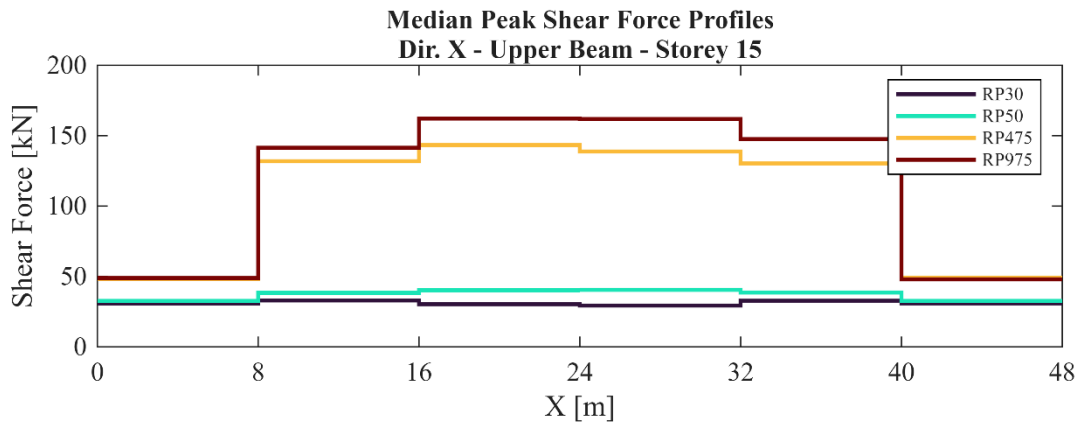
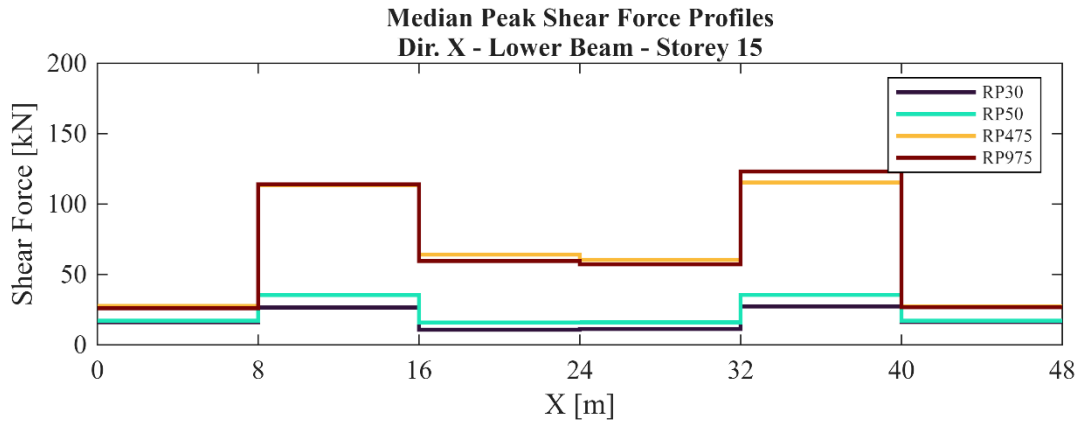


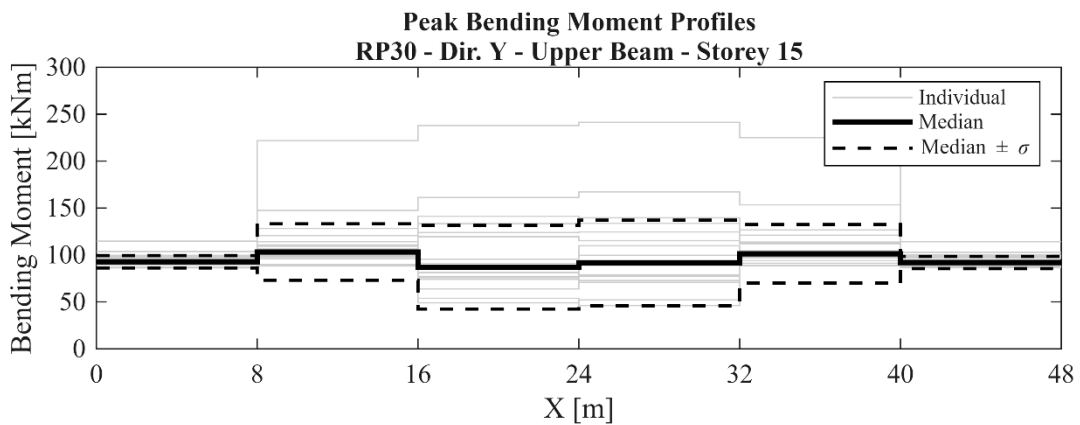
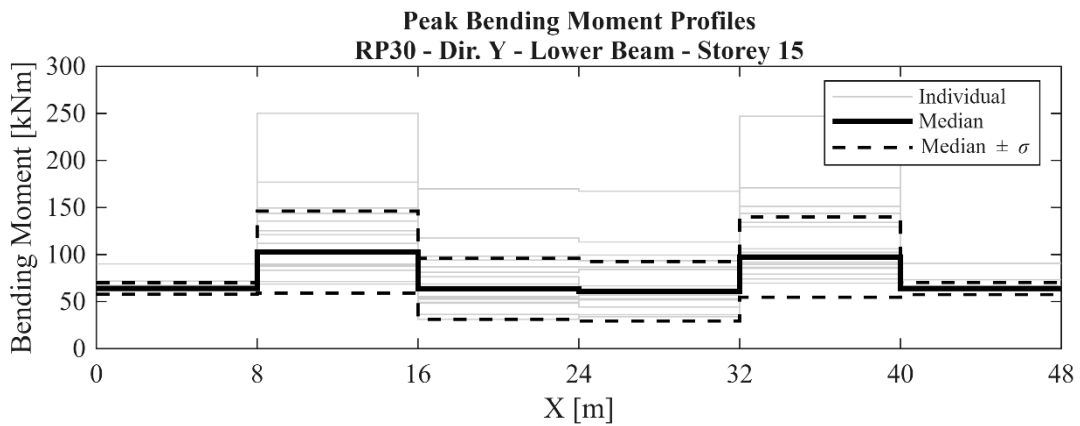
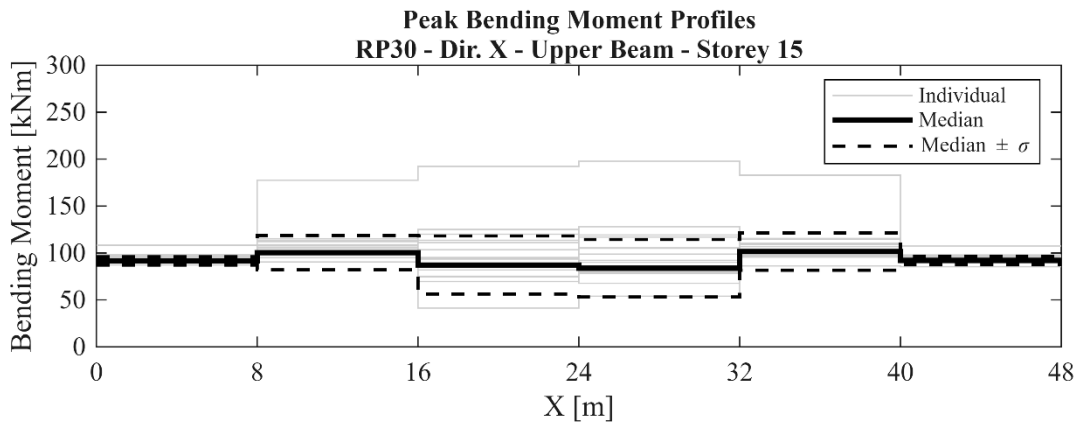
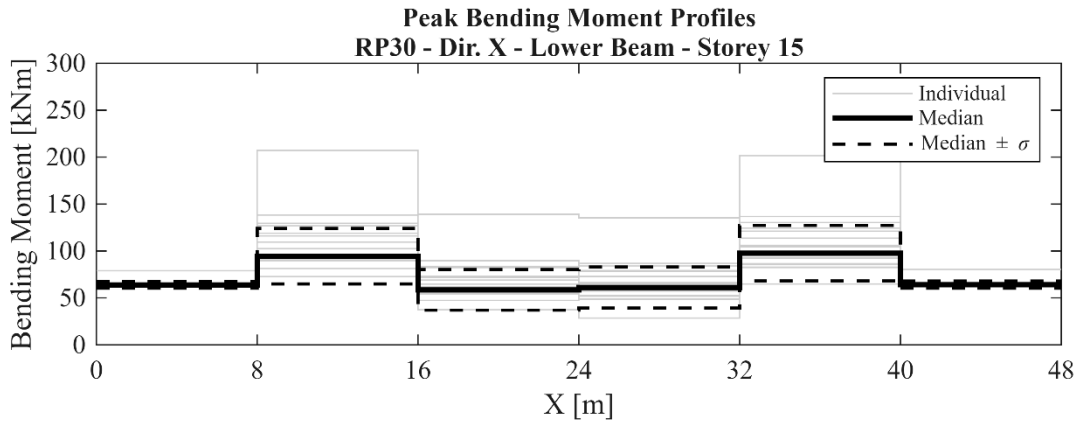


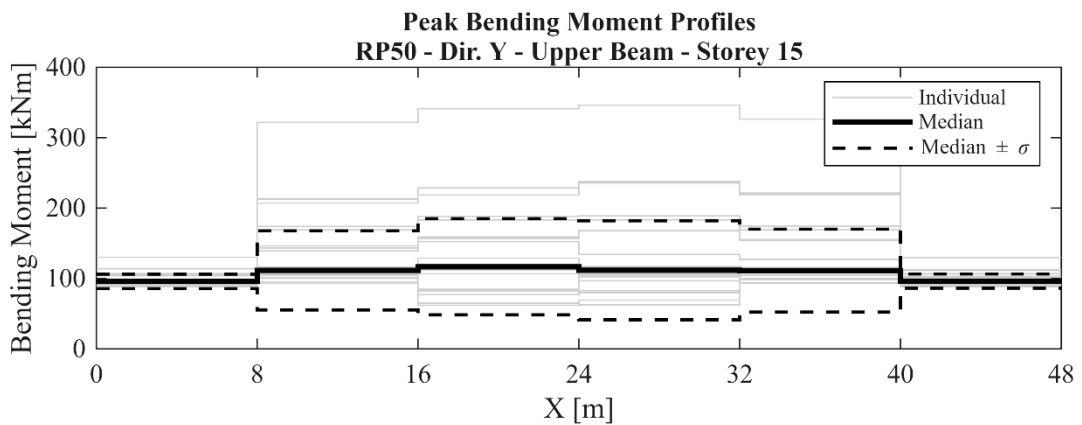
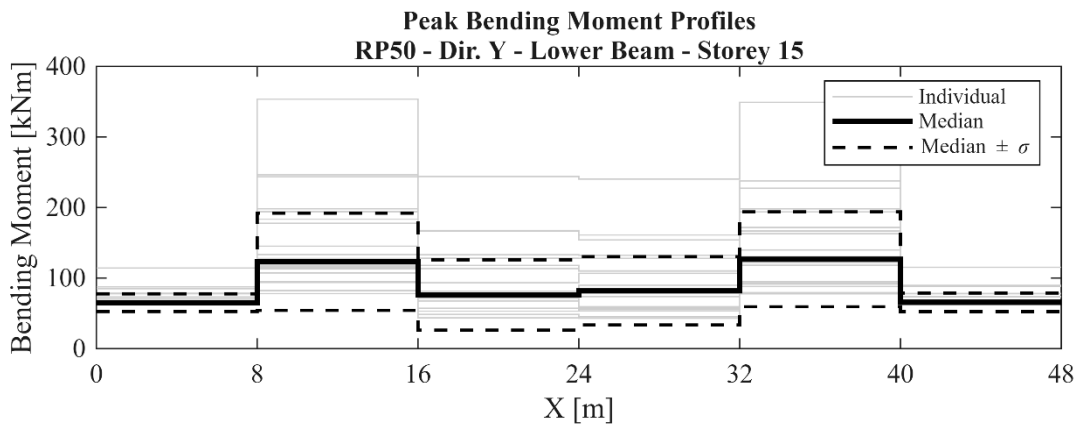
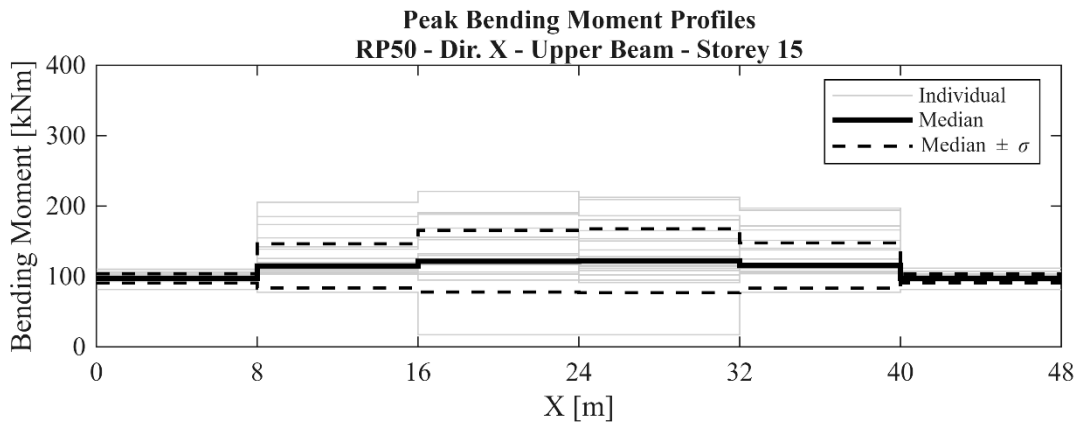
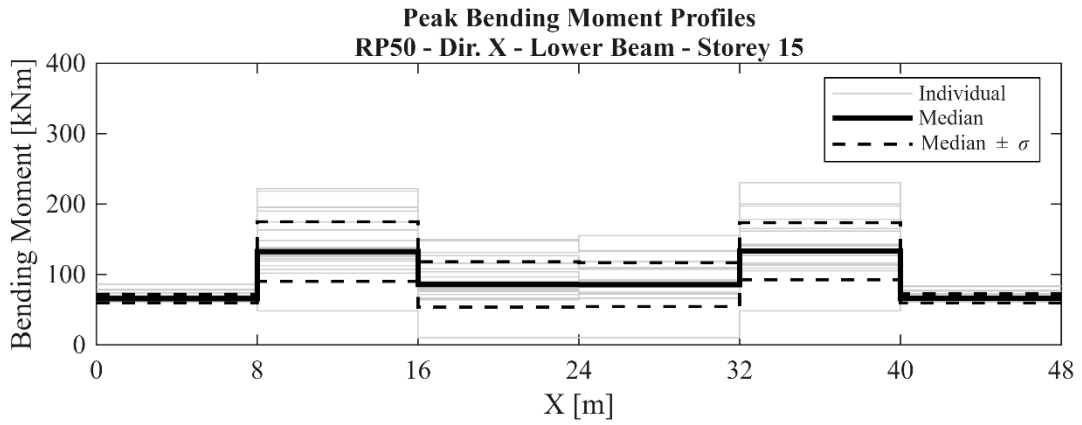


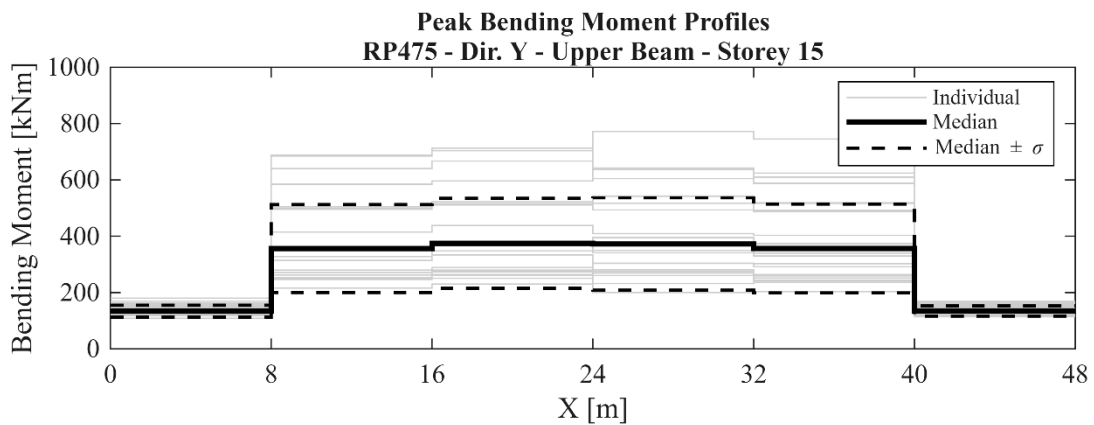
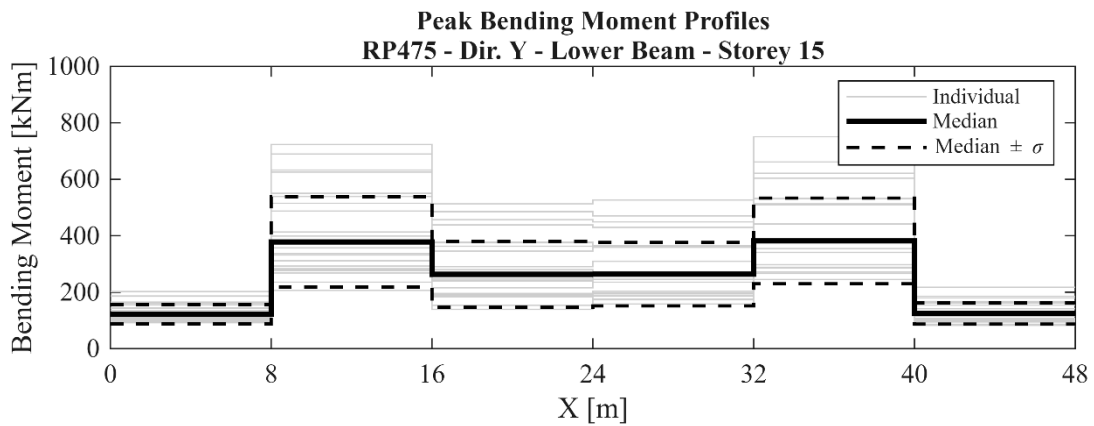
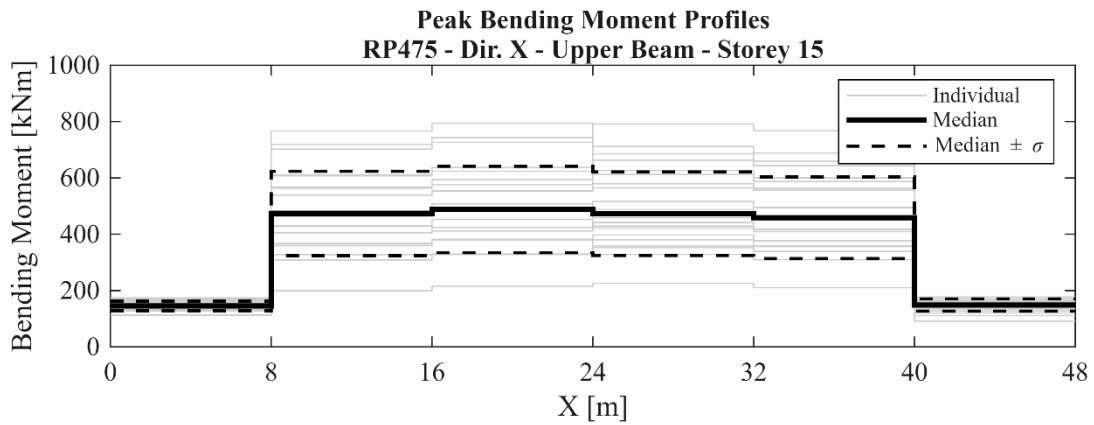
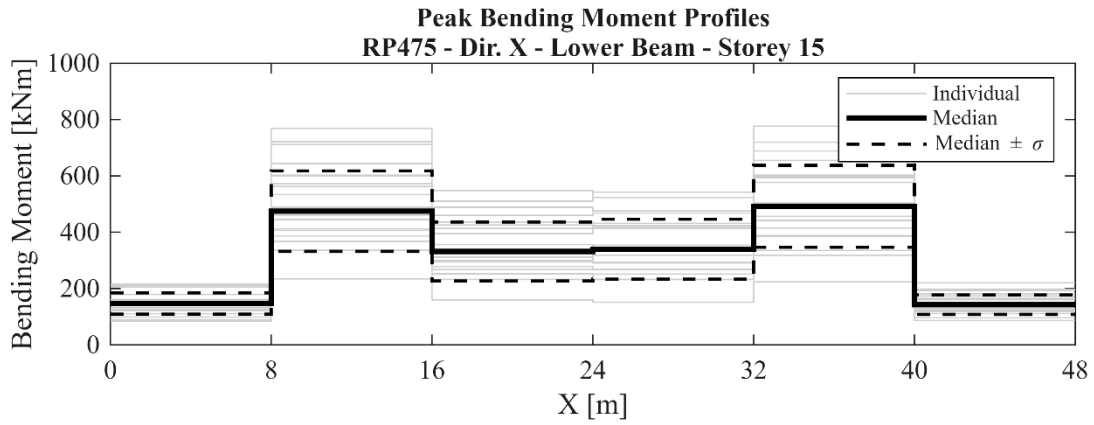


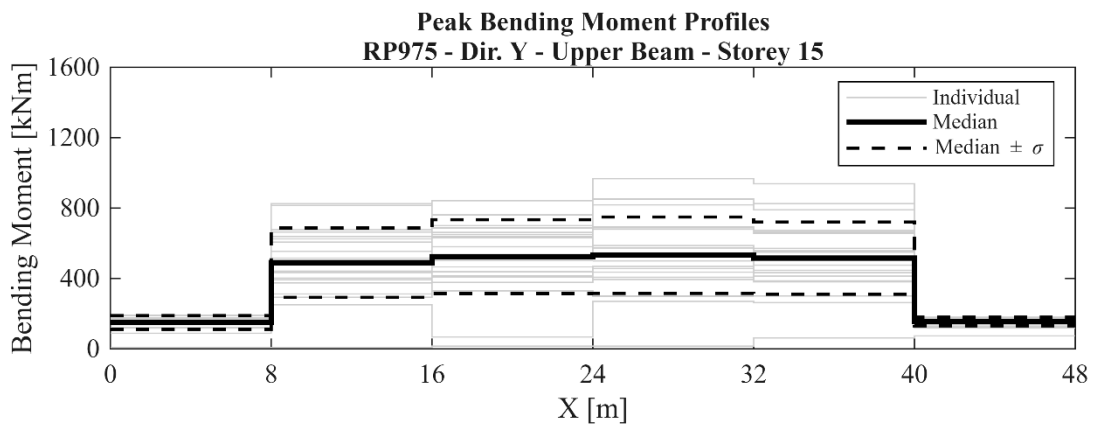
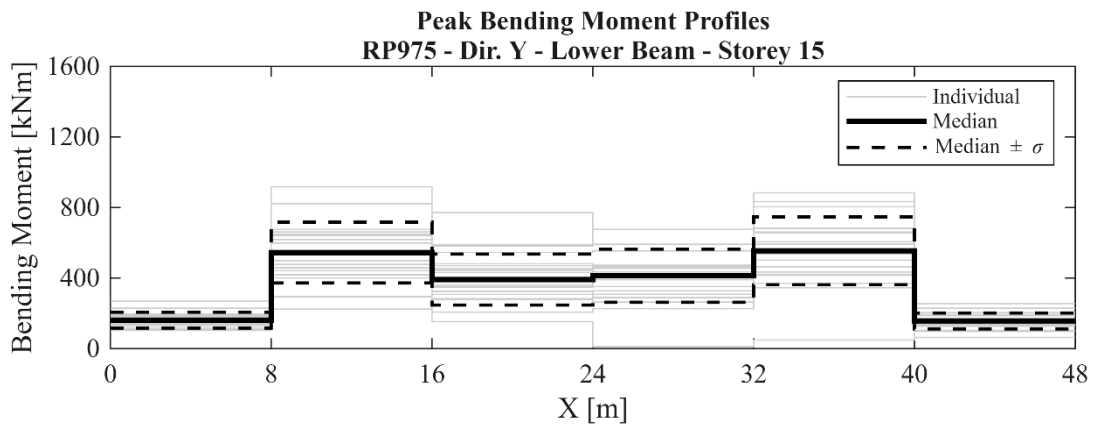
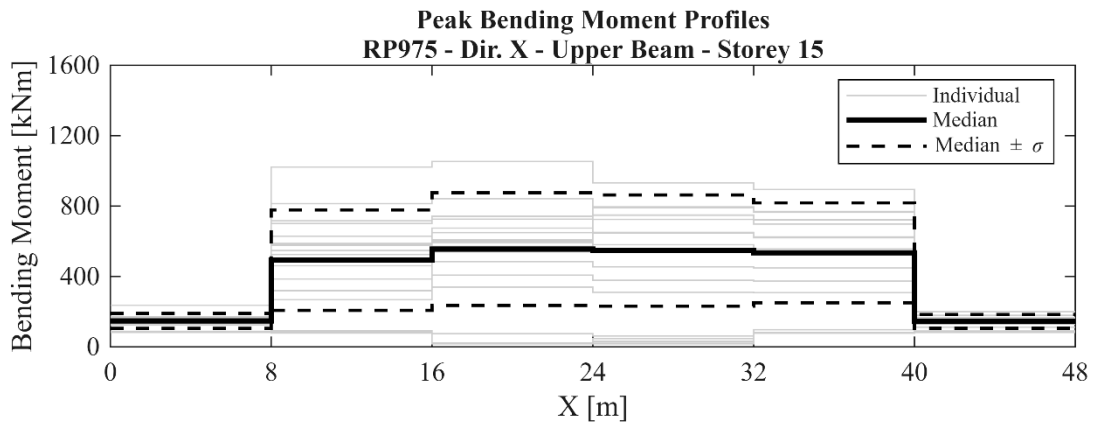
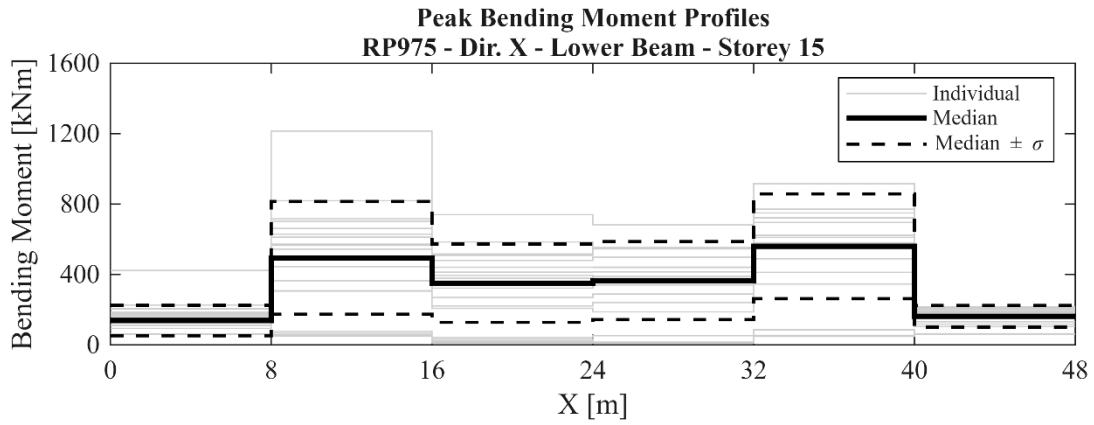


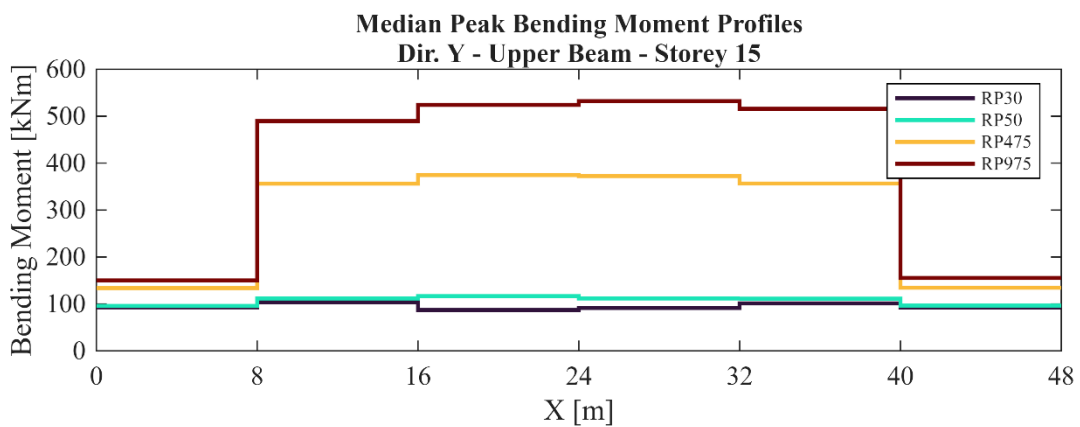
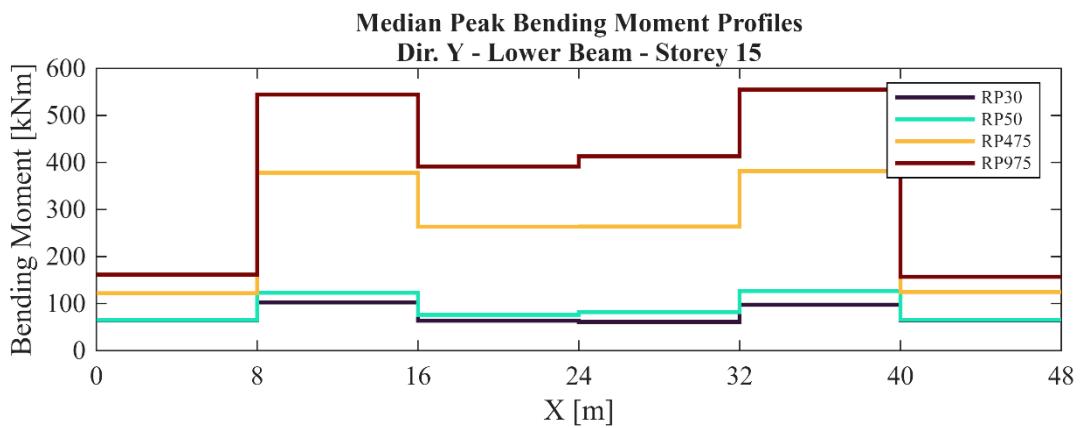
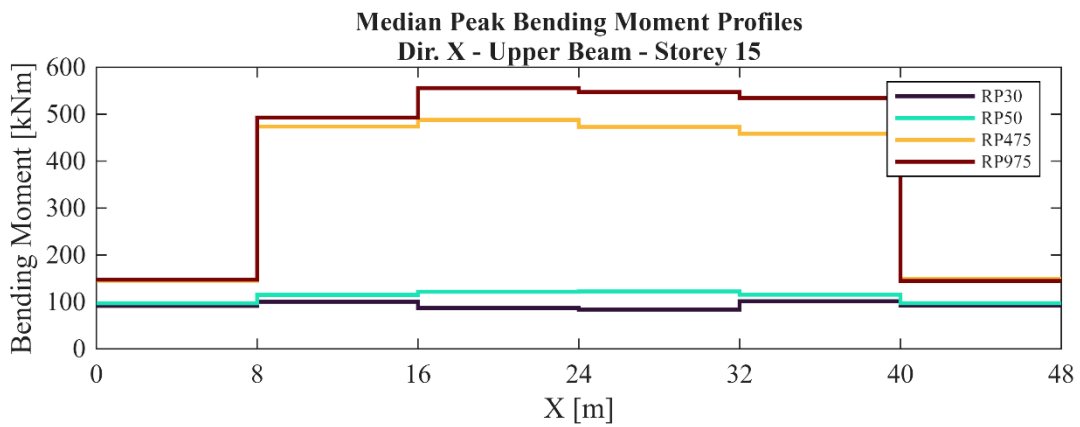
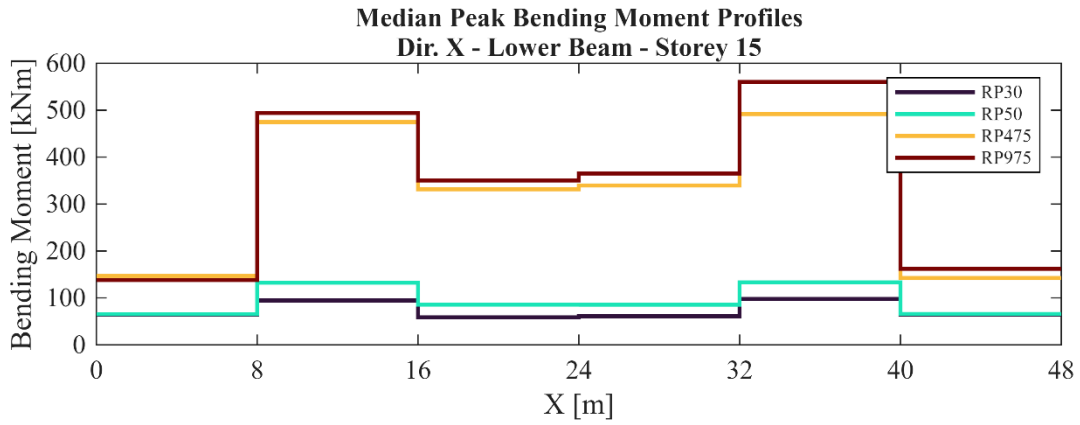




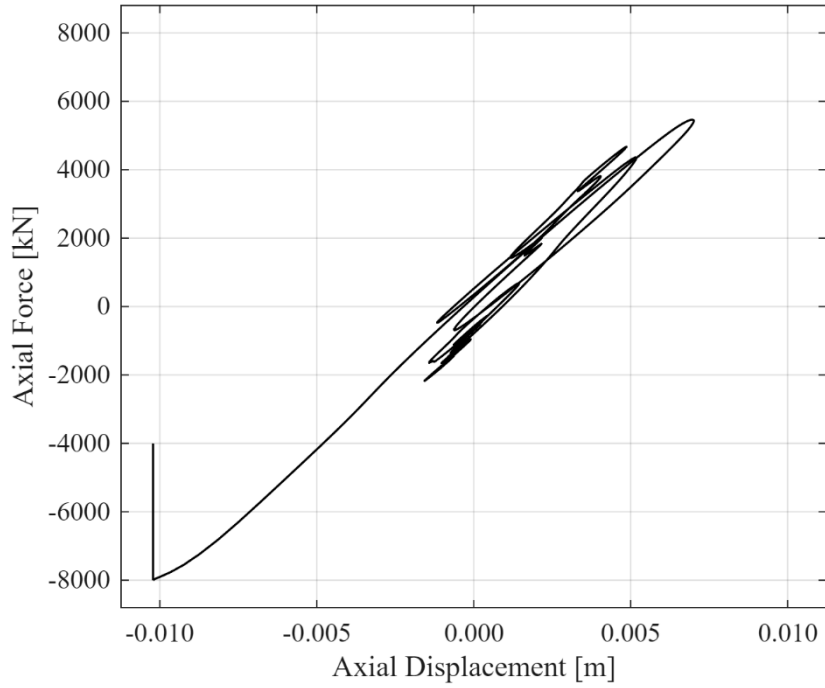




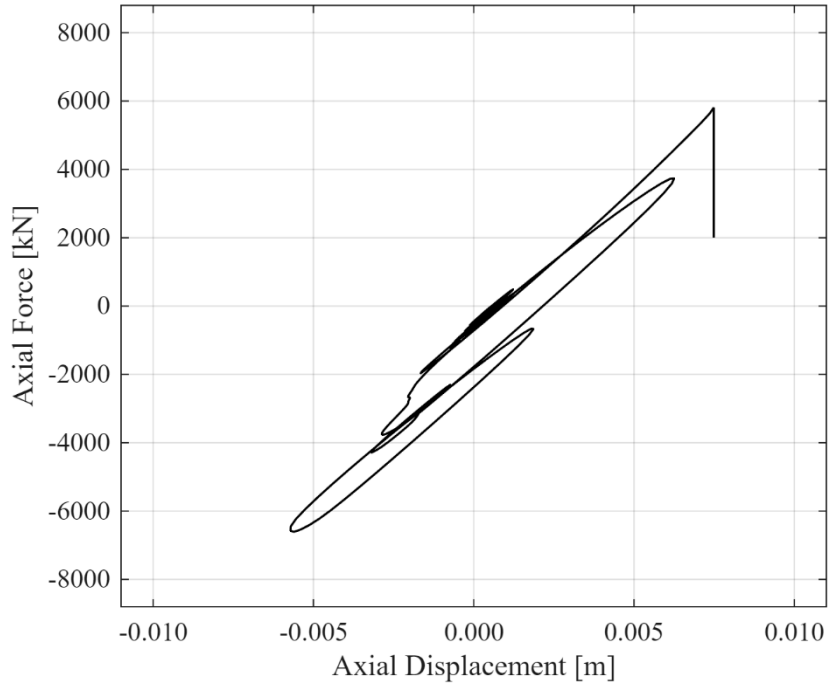




**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. X**



**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. Y**



Analizzando gli spostamenti laterali di piano, per i periodi di ritorno più bassi la struttura presenta una deformata a mensola con valori mediani massimi in sommità contenuti, rispettivamente, intorno a 0.03 m (RP30, X e Y) e 0.04 m (RP50, X e Y). Per gli eventi più severi, gli spostamenti in copertura raggiungono valori mediani massimi di circa 0.18 m (RP475, X), 0.15 m (RP475, Y), 0.24 m (RP975, X) e 0.23 m (RP975, Y). Si nota inoltre come, al crescere dell'altezza, aumenti la dispersione dei dati rispetto alla mediana: ciò è da attribuirsi a una maggiore variabilità dell'*input* sismico in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura (1.34 s). Dai grafici riassuntivi delle mediane emerge inoltre che, all'aumentare dell'intensità sismica, si verifica un incremento più che proporzionale delle deformazioni, causato dall'aumento delle plasticizzazioni e del danneggiamento negli elementi, raggiungendo valori massimi assoluti in sommità di circa 0.54 m (RP9975, X) e 0.46 m (RP9975, Y).

Osservando i profili di *drift* interpiano, emerge una marcata discontinuità in corrispondenza del quindicesimo piano, dovuta alla presenza dell'*outrigger*. I valori massimi di domanda tendono a concentrarsi nella porzione a metà altezza della struttura: per i sismi più frequenti, il *drift* massimo mediano si attesta intorno allo 0.07% (RP30, X e Y) e 0.10% (RP50, X e Y). Per intensità più elevate si raggiungono picchi mediani dello 0.40% (RP475, X), 0.30% (RP475, Y), 0.60% (RP975, X) e 0.50% (RP975, Y). Risulta inoltre evidente come l'influenza dei modi di vibrare superiori sia maggiormente visibile nei profili di *drift* piuttosto che in quelli di spostamento laterale. Osservando i grafici riassuntivi delle mediane, i picchi di *drift* interpiano si confermano a metà altezza della struttura, raggiungendo valori massimi di 1.15% (RP9975, X) e di 1.05% (RP9975, Y).

In merito alle accelerazioni di piano, per i periodi di ritorno più bassi i valori di picco mediani si mantengono tra 0.08 g (RP30, X) e 0.09 g (RP30, Y), raggiungendo 0.12 g (RP50, X) e 0.13 g (RP50, Y). Sotto l'azione dei terremoti più intensi si registrano accelerazioni più elevate ai piani in sommità, con mediane che toccano i 0.50 g (RP475, X), i 0.41 g (RP475, Y) e 0.55 g (RP975, in X e Y). L'effetto di irrigidimento fornito dall'*outrigger* si manifesta in una riduzione del *drift* interpiano, che risulta essere più che dimezzato rispetto al piano sottostante. Per contro, la sua presenza causa un aumento considerevole nella domanda di accelerazione e di taglio in corrispondenza dell'unico piano tecnico presente. Infine, i grafici delle curve mediane evidenziano come le

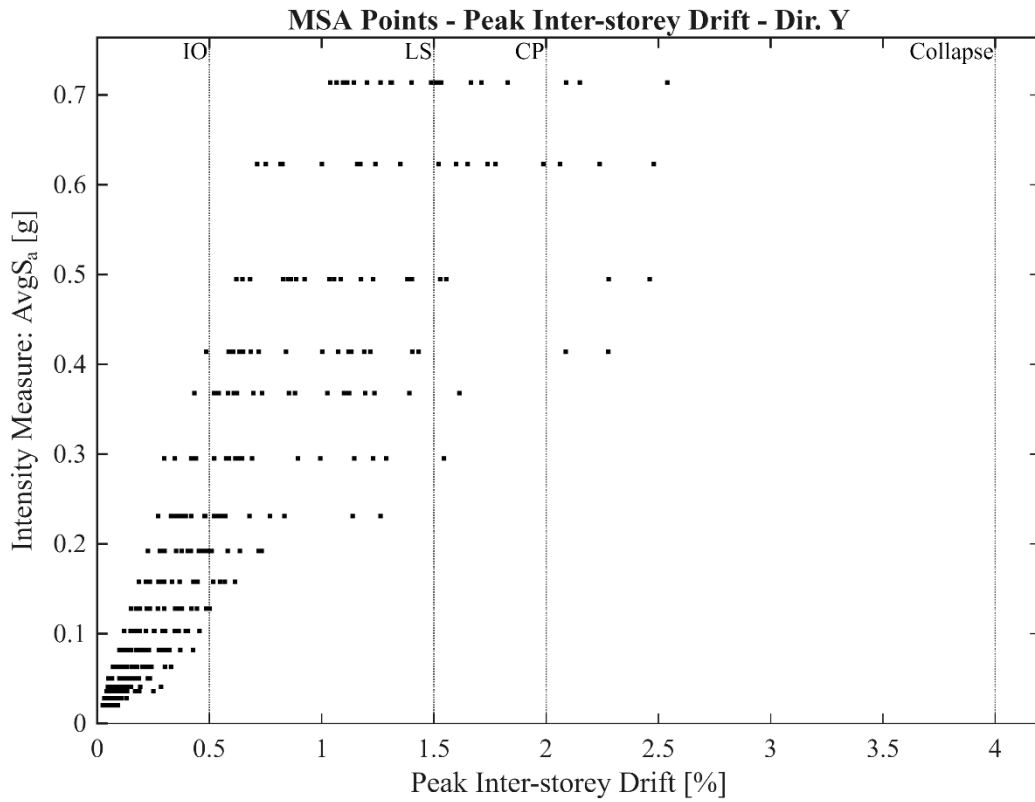
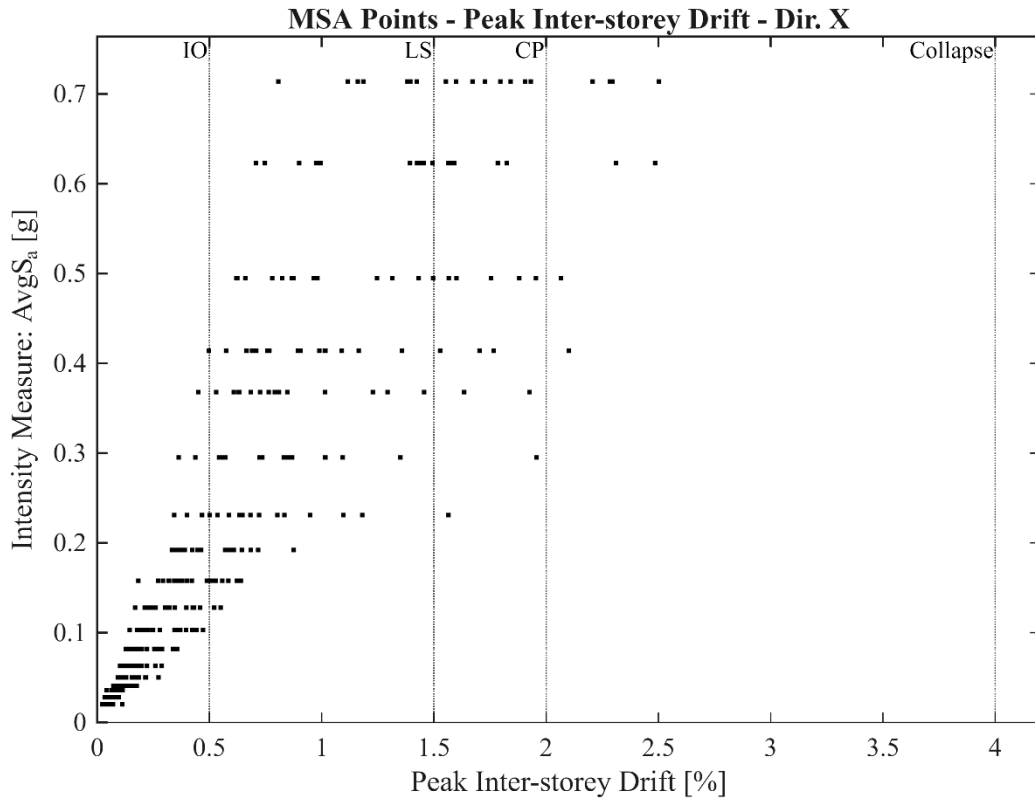
accelerazioni massime, in corrispondenza del periodo di ritorno più elevato raggiungano valori di 2.40 g (RP9975, X) e 2.00 g (RP9975, Y).

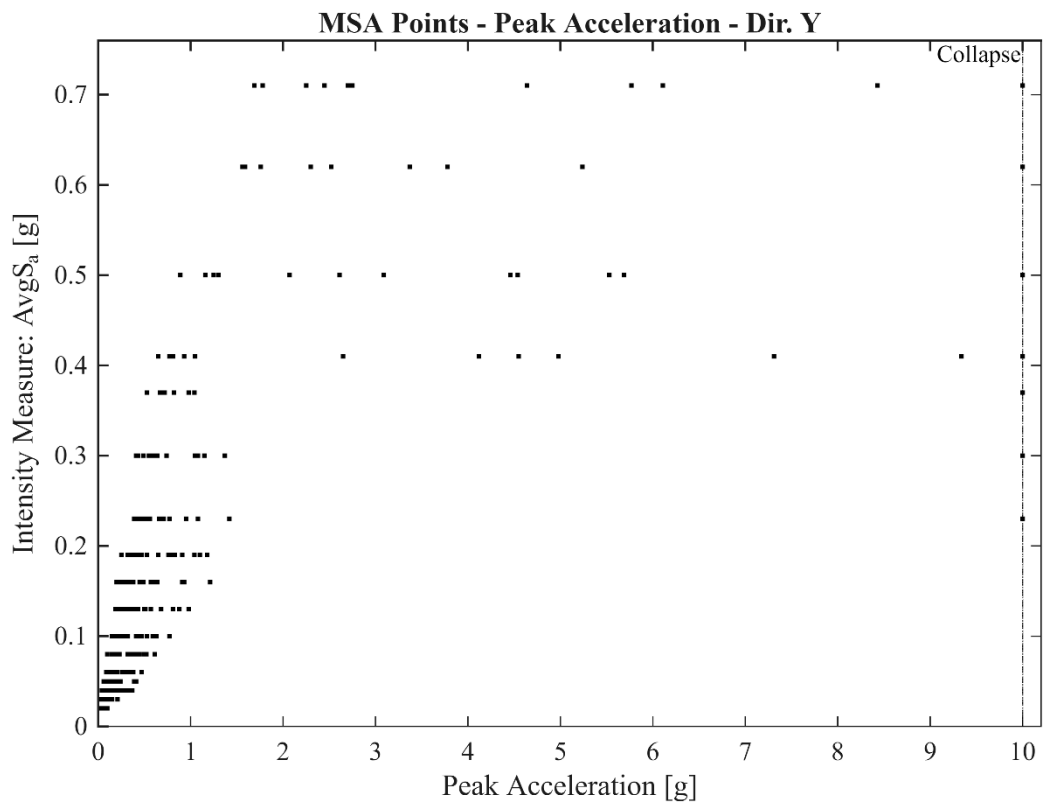
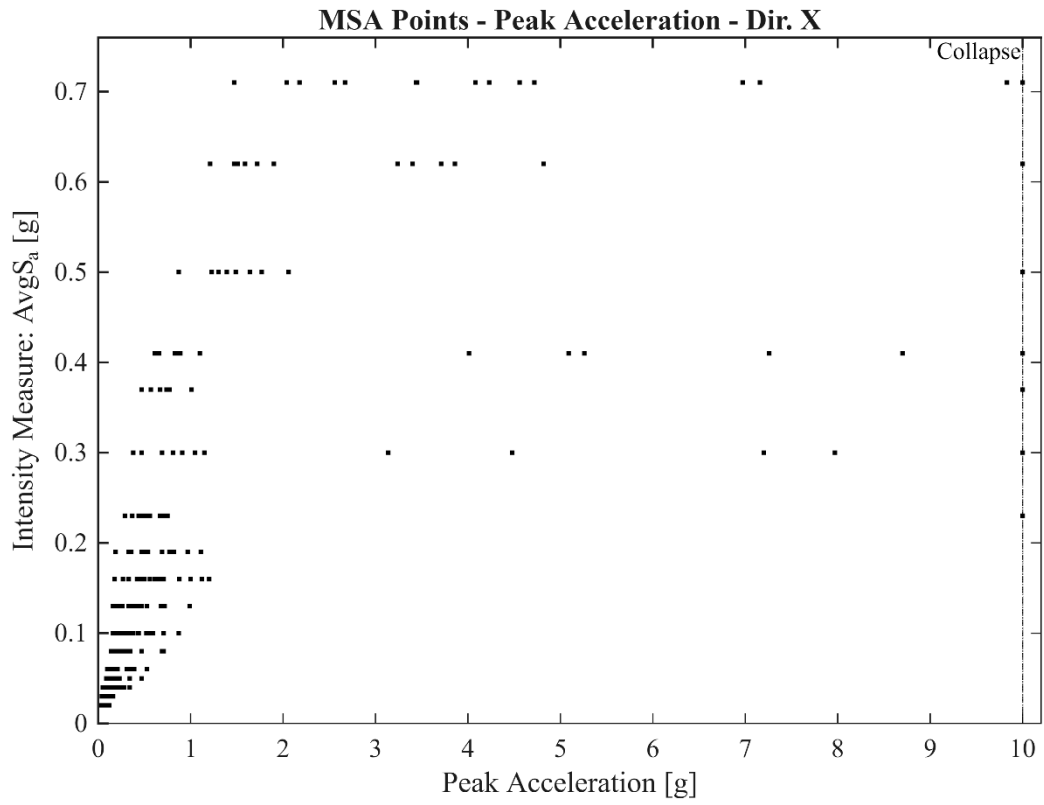
Nei diagrammi delle azioni interne delle colonne centrali, è visibile un'ampia discontinuità al quindicesimo piano. Per i sismi moderati i valori mediani di taglio massimo si attestano sui 16 kN (RP30, in X e Y) e 20 kN (RP50, in X e Y). Per i sismi di maggiore intensità si raggiungono valori di circa 100 kN (RP475, in X), 76 kN (RP475, in Y), 135 kN (RP975, in X) e 120 kN (RP975, in Y). I corrispondenti momenti flettenti passano dai 30-40 kNm (RP30, RP50), fino a picchi di circa 180 kNm (RP475, in X), 140 kNm (RP475, in Y), 270 kNm (RP975, in X) e 220 kNm (RP975, in Y).

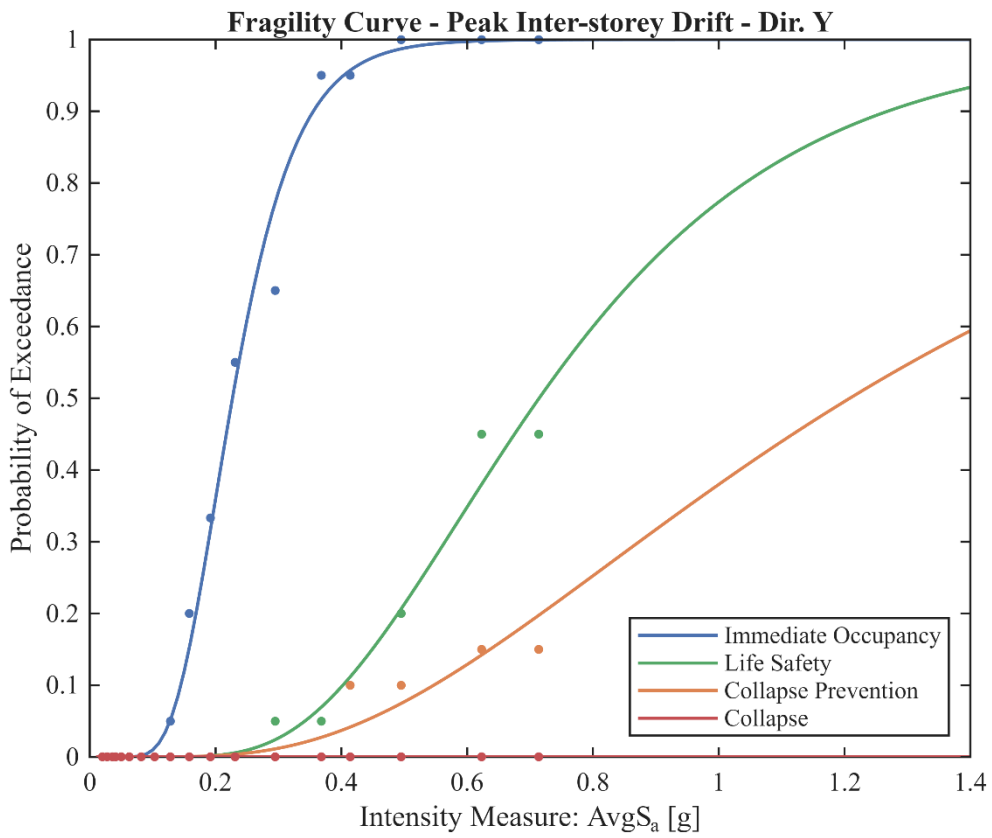
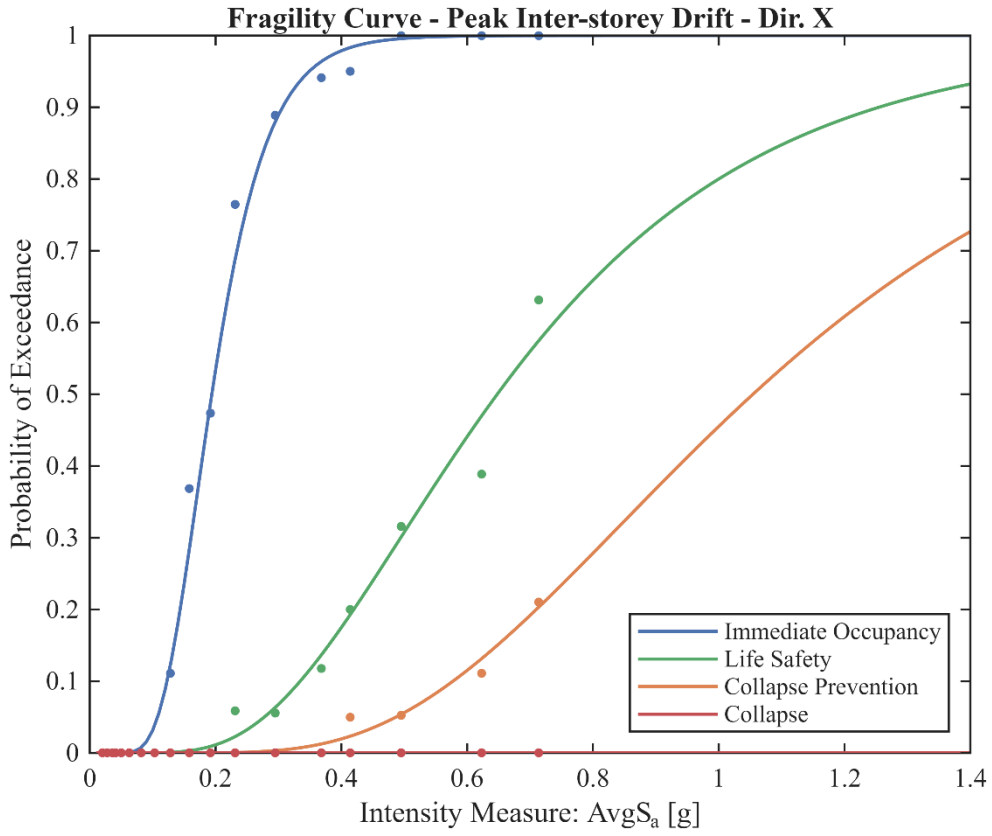
Per quanto riguarda l'*outrigger*, le azioni interne mostrano una concentrazione di sforzi decisamente più elevata nelle travi delle campate centrali dell'edificio, con relative riduzioni nelle campate perimetrali. Il contributo alla resistenza laterale garantito da questo sistema comporta, di conseguenza, il trasferimento alle colonne laterali di sovraccarichi di compressione significativi: durante i sismi severi, le travi subiscono compressioni mediane massime nell'ordine di 2900 kN (RP475, in X), 2300 kN (RP475, in Y), 3800 kN (RP975, in X) e 3900 kN (RP975, Y).

Infine, per caratterizzare il comportamento locale, viene riportata la curva di capacità di uno dei controventi più critici (situato al piano terra). Osservando i cicli di isteresi, si nota una risposta ciclica quasi pseudo-elastica, governata dalla resistenza piuttosto che dalla duttilità, con valori di rottura per azione assiale che raggiungono gli 8000 kN in compressione in direzione X, e circa 6000 kN in trazione in direzione Y. I cicli ottenuti risultano essere troppo instabili per sviluppare un meccanismo dissipativo ben consolidato. Questo comportamento risulta essere in accordo con il *target* di dissipazione medio/bassa assunto in fase di progetto. Di conseguenza, i controventi contribuiscono visibilmente all'irrigidimento e al rafforzamento globale della struttura, senza però aggiungere una significativa dissipazione di energia.

4.1.2. Punti MSA e Curve di Fragilità







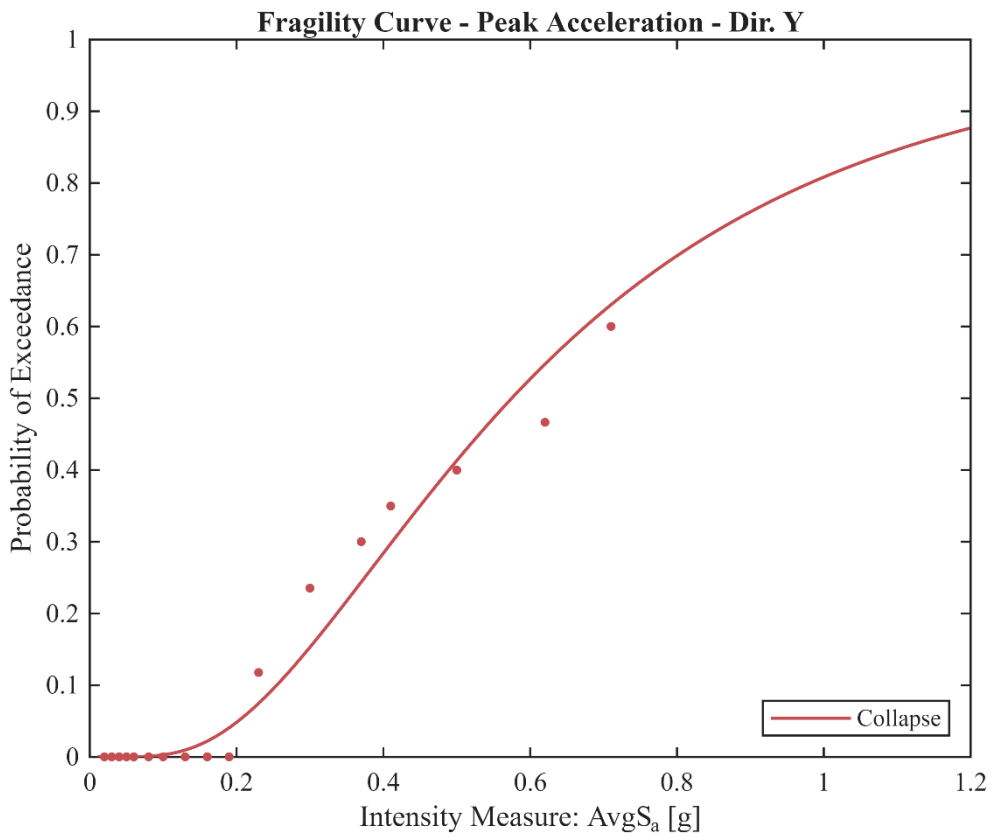
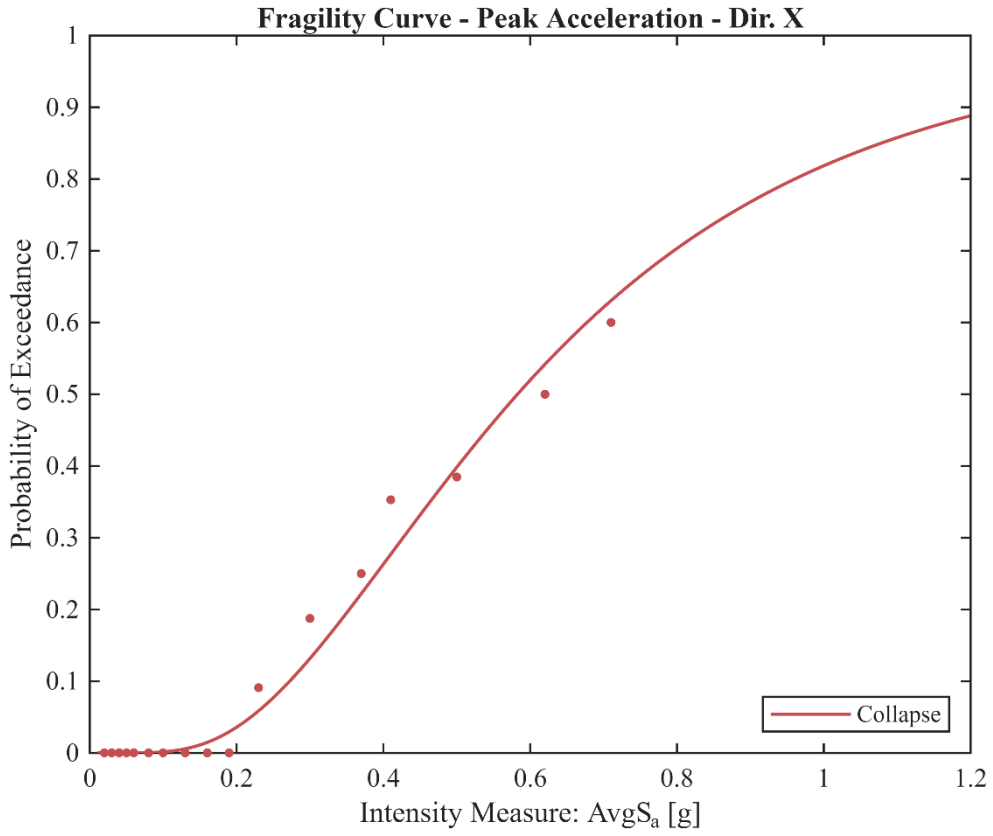


Tabella 19: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.194	0.357	0.995
<i>Life Safety</i>	0.648	0.516	0.978
<i>Collapse Prevention</i>	1.054	0.470	0.974
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 20: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione Y..

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.227	0.350	0.994
<i>Life Safety</i>	0.714	0.448	0.977
<i>Collapse Prevention</i>	1.208	0.619	0.858
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 21: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.583	0.594	0.978

Tabella 22: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione Y.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.575	0.635	0.964

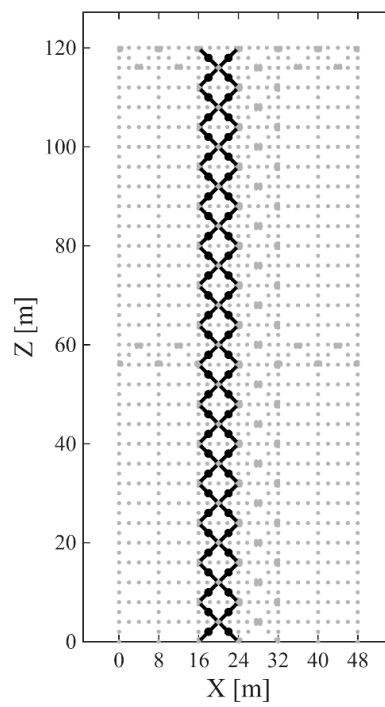
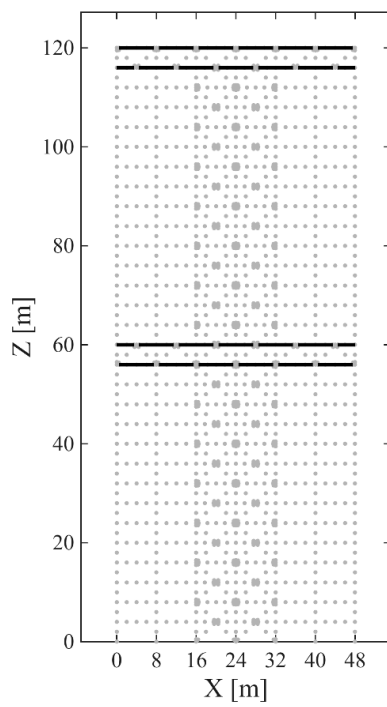
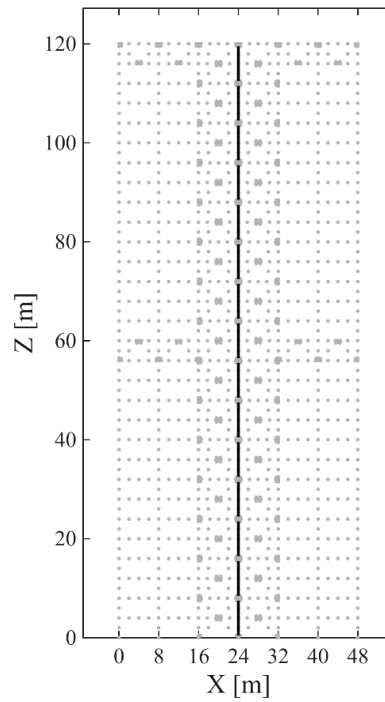
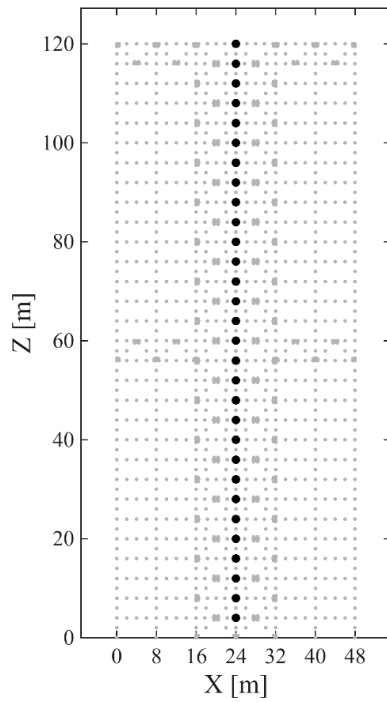
I primi quattro grafici riportati contengono i punti *MSA* (*Multiple-Stripe Analysis*). Ogni singolo punto rappresenta il risultato di un'analisi dinamica non lineare condotta a uno specifico livello di intensità sismica. È possibile osservare le 18 strisce orizzontali corrispondenti ai 18 livelli di intensità (*IM*) adottati (da 0.020 g a 0.714 g), permettendo di tracciare l'evoluzione della domanda strutturale all'aumentare della severità del sisma. Nello specifico, i primi due grafici illustrano i valori di *drift* interpiano di picco in relazione all'accelerazione spettrale media. I restanti due grafici *MSA* mettono invece in relazione l'intensità sismica con l'accelerazione assoluta massima di piano, evidenziando l'applicazione del limite di 10 g, come già discusso.

Successivamente, sono illustrate le curve di fragilità ottenute seguendo la metodologia presentata nel Capitolo 2. Come si evince dall'osservazione dei grafici, le curve mostrano un comportamento coerente per entrambe le direzioni X e Y. La prima coppia di curve di fragilità si riferisce agli stati limite prestazionali definiti in termini di *drift* di interpiano. Come atteso, all'aumentare dell'intensità sismica, crescono regolarmente le probabilità di superare stati limite progressivamente più elevati. Se da un lato lo stato limite di *Immediate Occupancy* viene superato con alta probabilità già a basse intensità, dall'altro il modello non registra alcuna probabilità di superamento dello stato limite di *Collapse* per l'intero intervallo di accelerazioni indagato. Questo risultato è particolarmente significativo poiché evidenzia come la struttura possieda ampie riserve di capacità rispetto alla domanda sismica. Tale comportamento deriva dal fatto che il dimensionamento degli elementi in acciaio, essendo governato dalle verifiche per i carichi statici e gravitazionali, conferisce al sistema una resistenza e una rigidità superiori a quelle strettamente necessarie per resistere alle azioni sismiche.

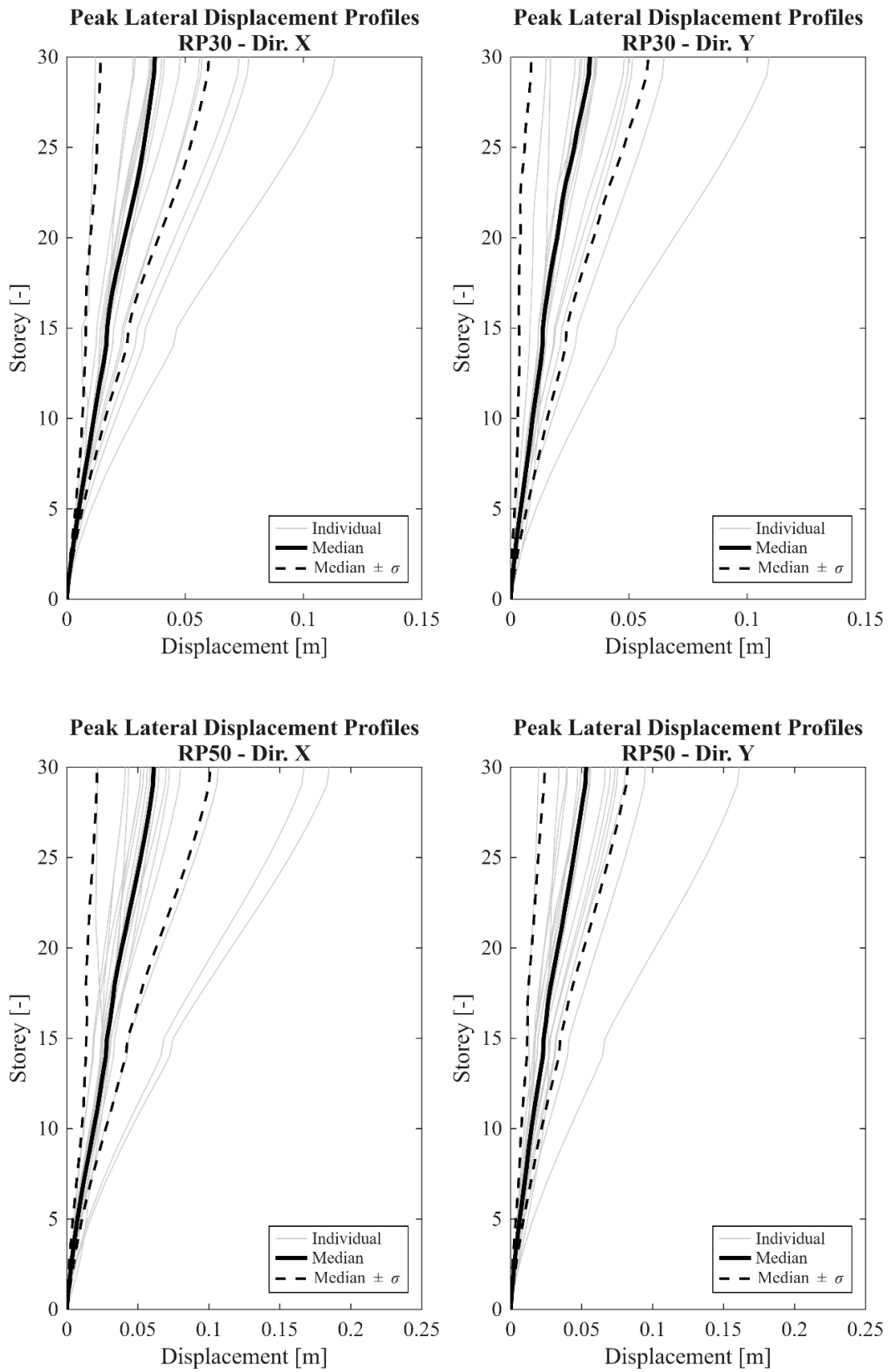
Le ultime due curve di fragilità, invece, descrivono la probabilità di superamento dello stato limite di *Collapse* definita in base al superamento della soglia di accelerazione massima di piano. A differenza del caso precedente, questa probabilità cresce in modo significativo all'aumentare dell'intensità, superando il 50% di probabilità (come indicato dai valori mediani θ di 0.583 e 0.575 g) e attestandosi intorno al 60% in corrispondenza dell'intensità massima indagata di 0.714 g. Questo risultato suggerisce che, per questa struttura, il superamento dello stato limite di *Collapse* non sia tanto guidato da eccessivi spostamenti o deformazioni degli elementi strutturali principali, quanto piuttosto da meccanismi innescati da accelerazioni di piano troppo elevate. Tali accelerazioni potrebbero portare, ad esempio, al cedimento di elementi non strutturali critici o ad altri cinematismi di collasso locale non direttamente legati al *drift* globale. I parametri che definiscono le curve di fragilità sono riepilogati nelle Tabelle dalla 19 alla 22. In particolare, le tabelle riportano i valori della mediana (θ), della dispersione (β) e del coefficiente di determinazione (R^2) per ogni stato limite considerato. Gli elevati valori di R^2 , prossimi all'unità, confermano un ottimo adattamento della distribuzione lognormale ai punti ottenuti. Osservando le Tabelle 19 e 20, relative al *drift* interpiano, si nota come la mediana (θ) cresca coerentemente da uno stato limite a quello successivo, con assenza di valori in corrispondenza dello stato limite di *Collapse*.

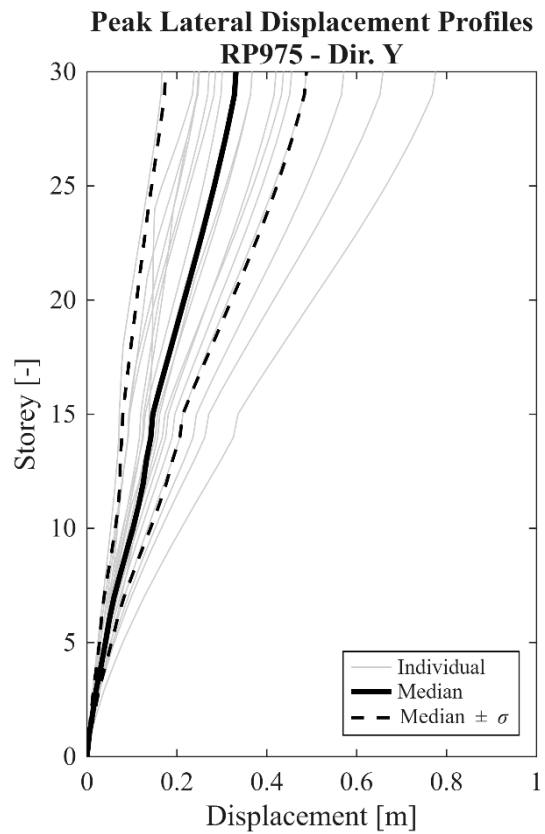
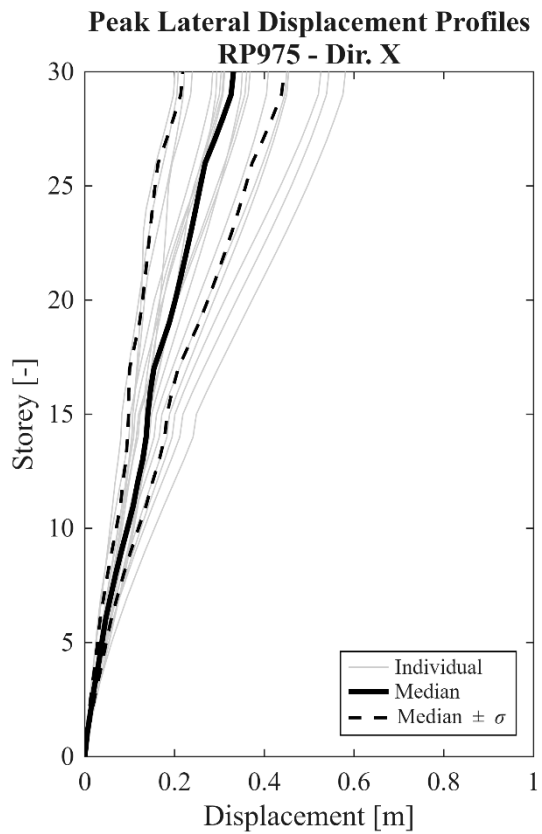
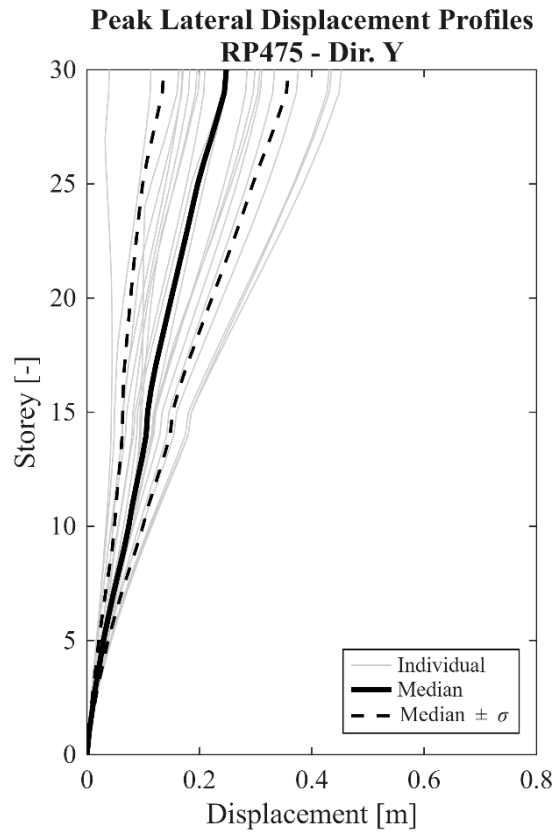
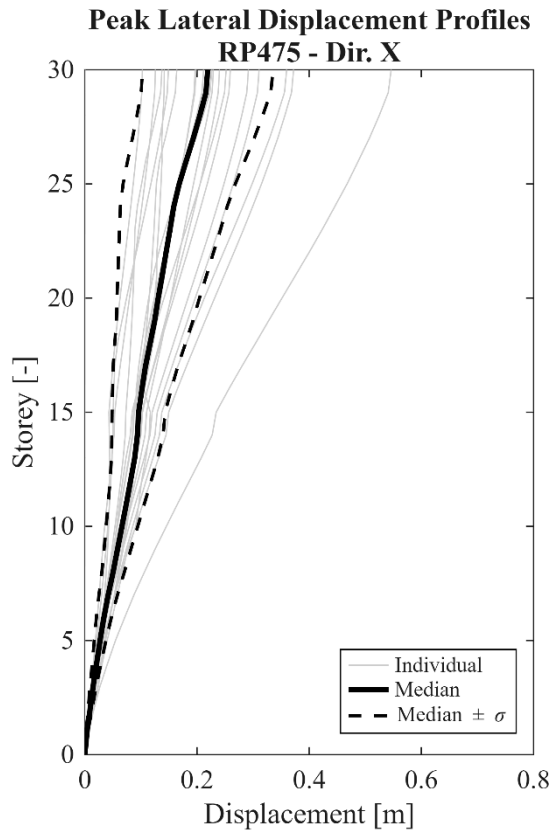
4.2. Edificio 2 (30 piani, 120 m)

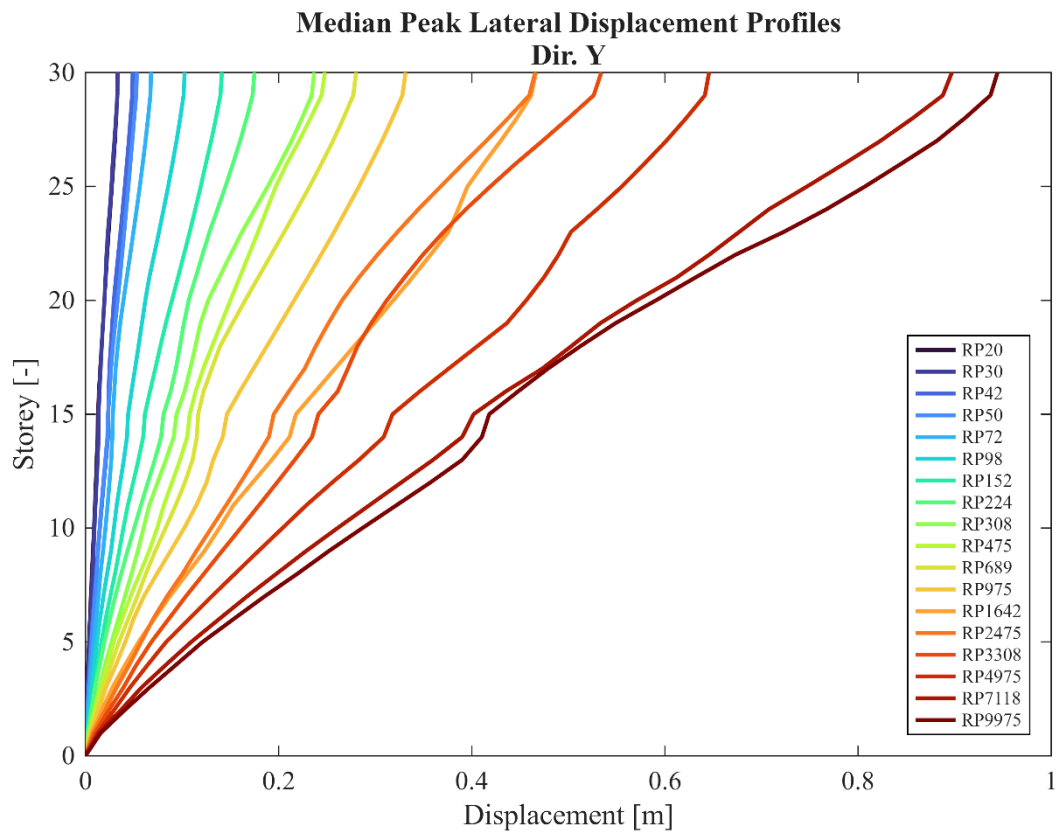
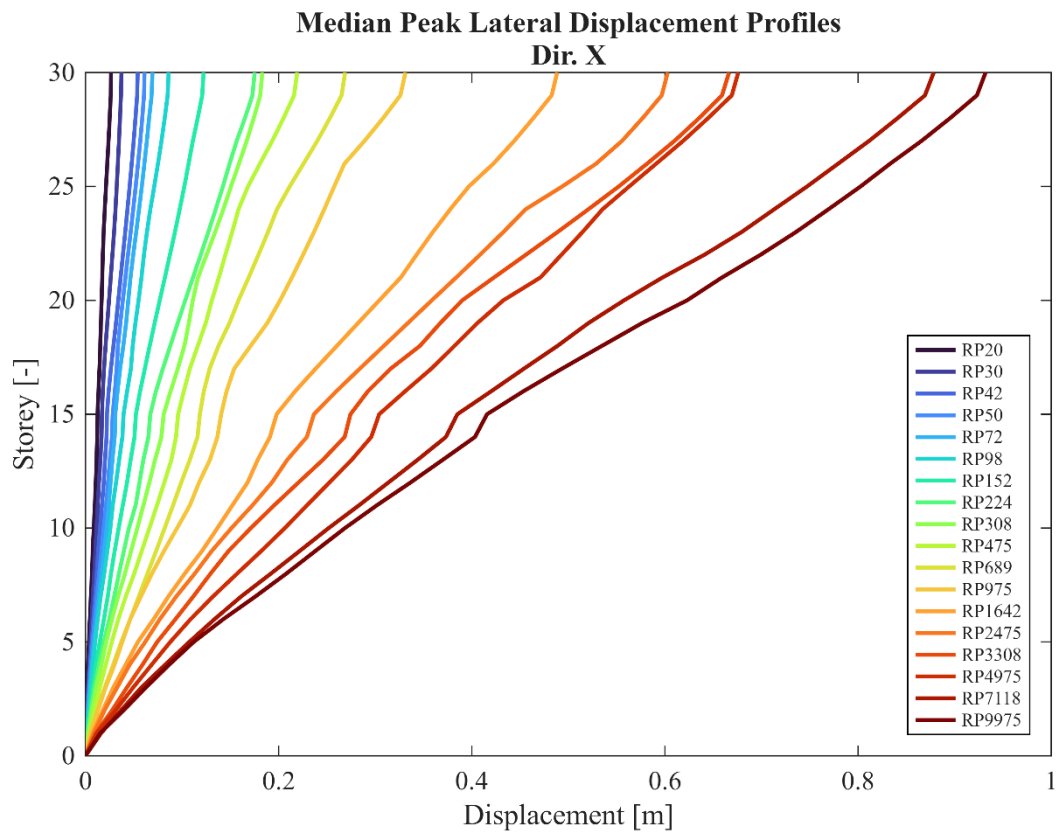
Si riportano i nodi e gli elementi registrati per il modello da 30 piani.

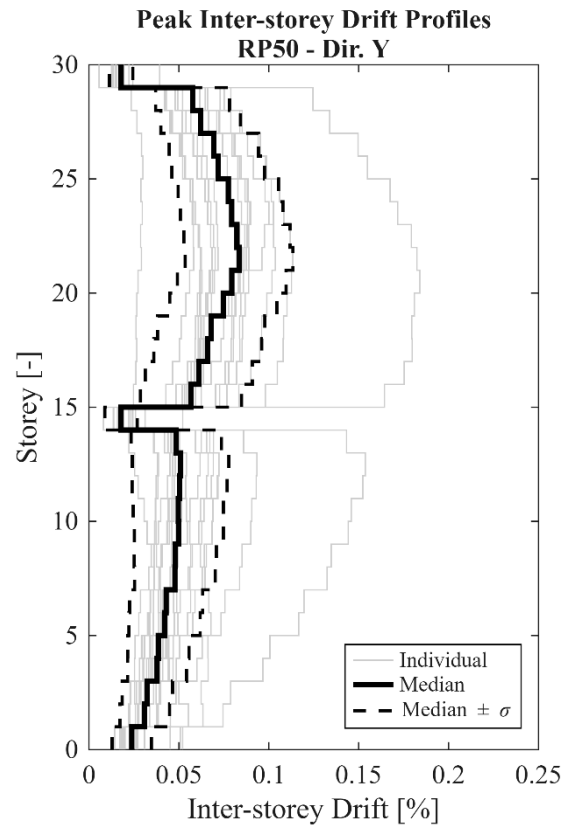
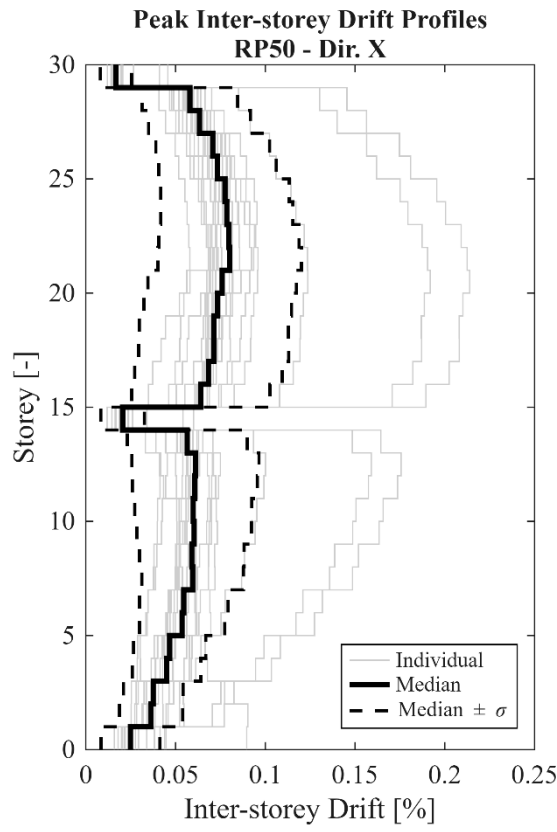
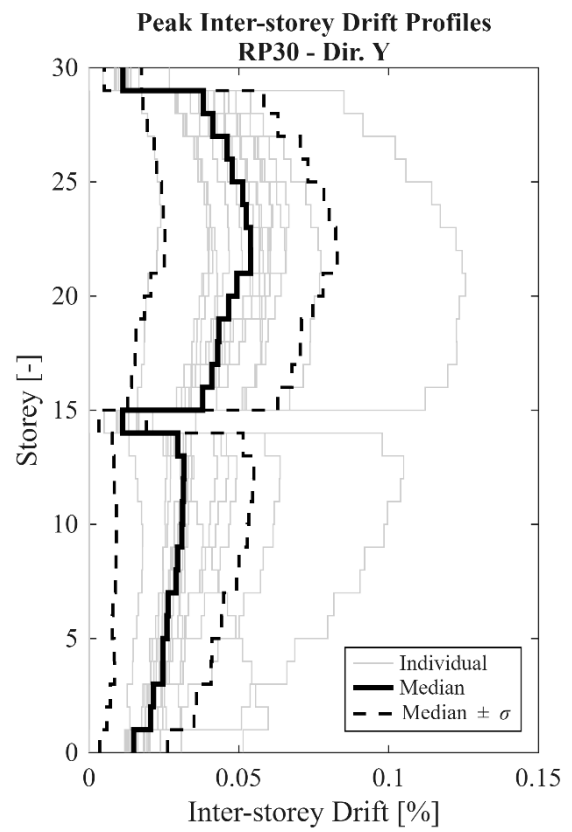
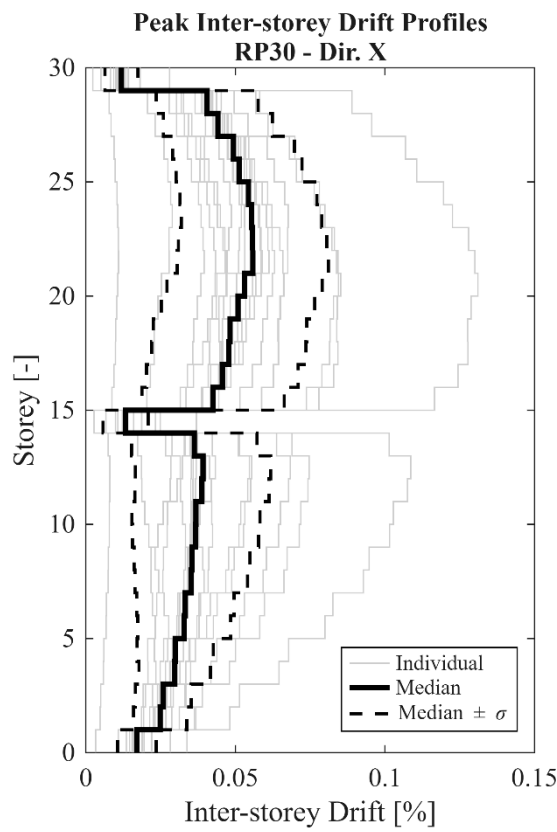


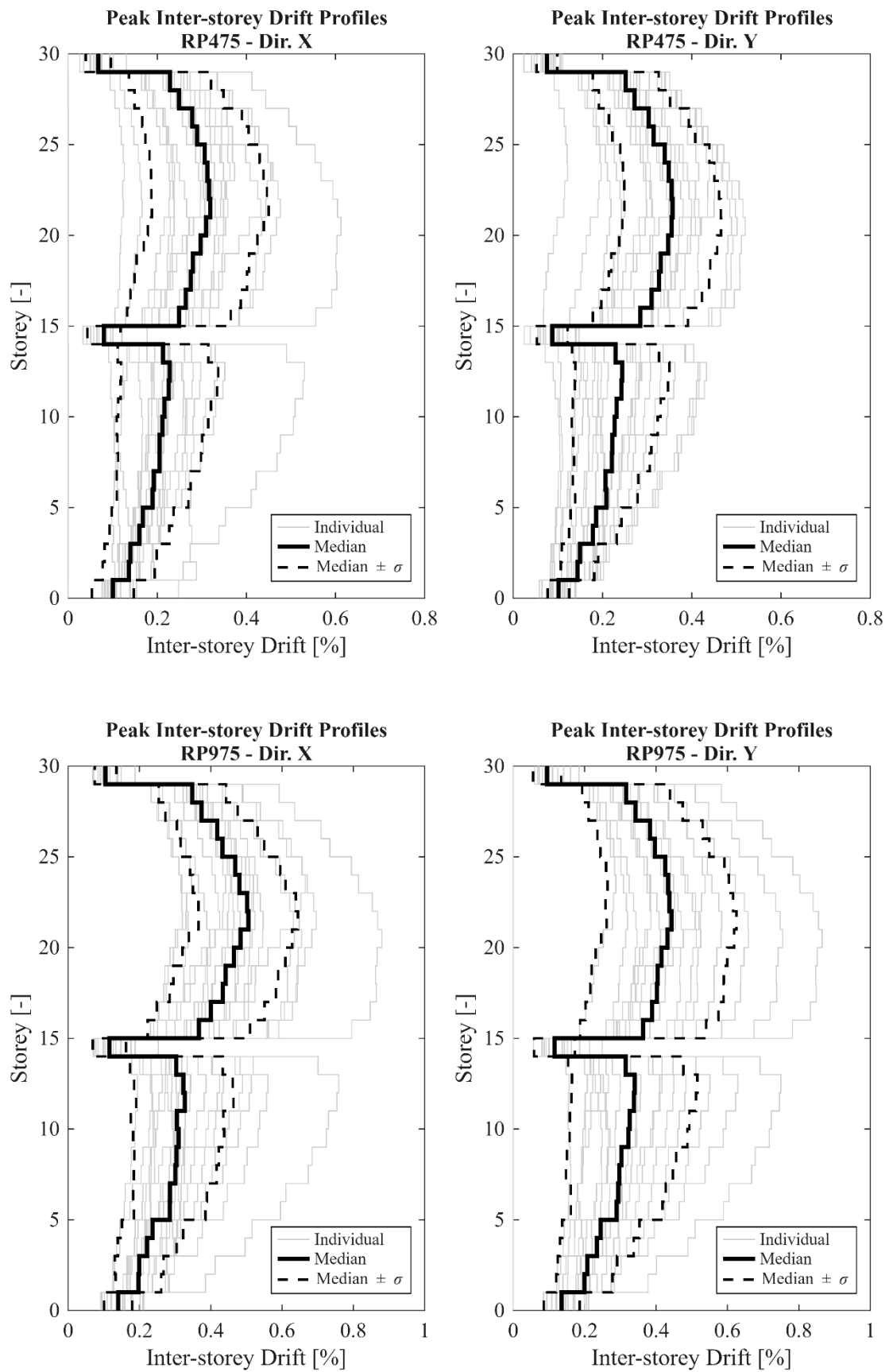
4.2.1. Risposta strutturale

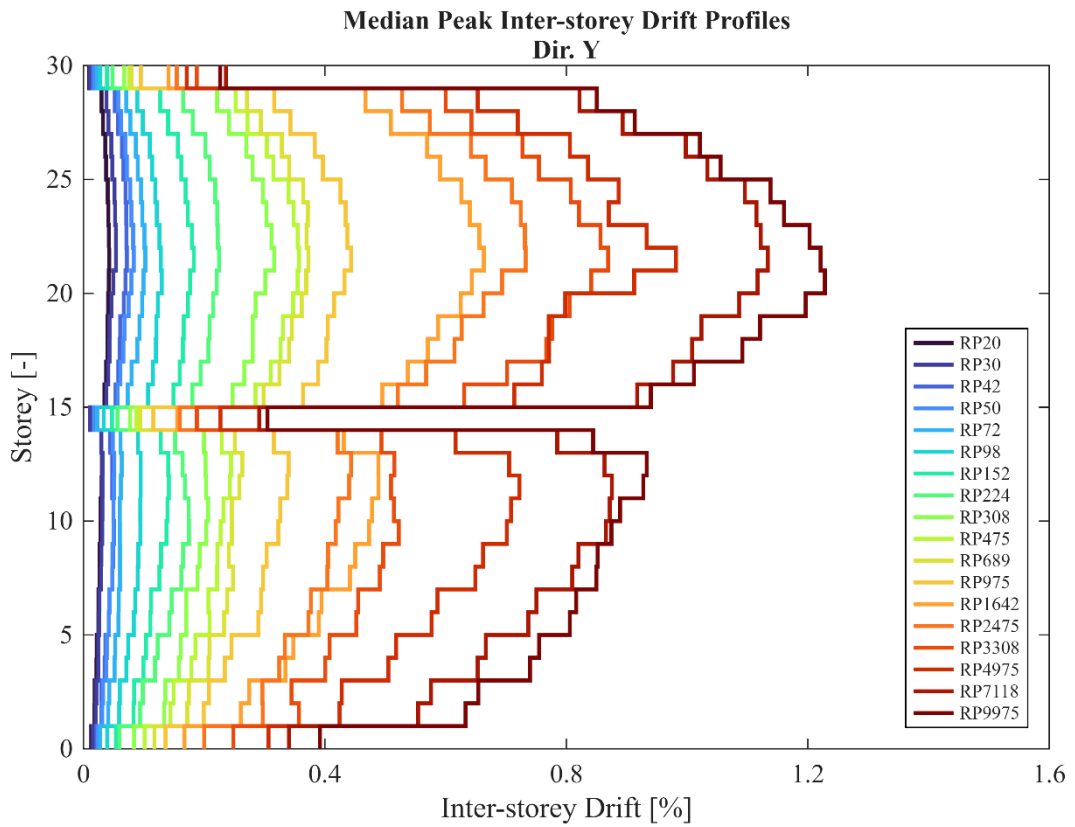
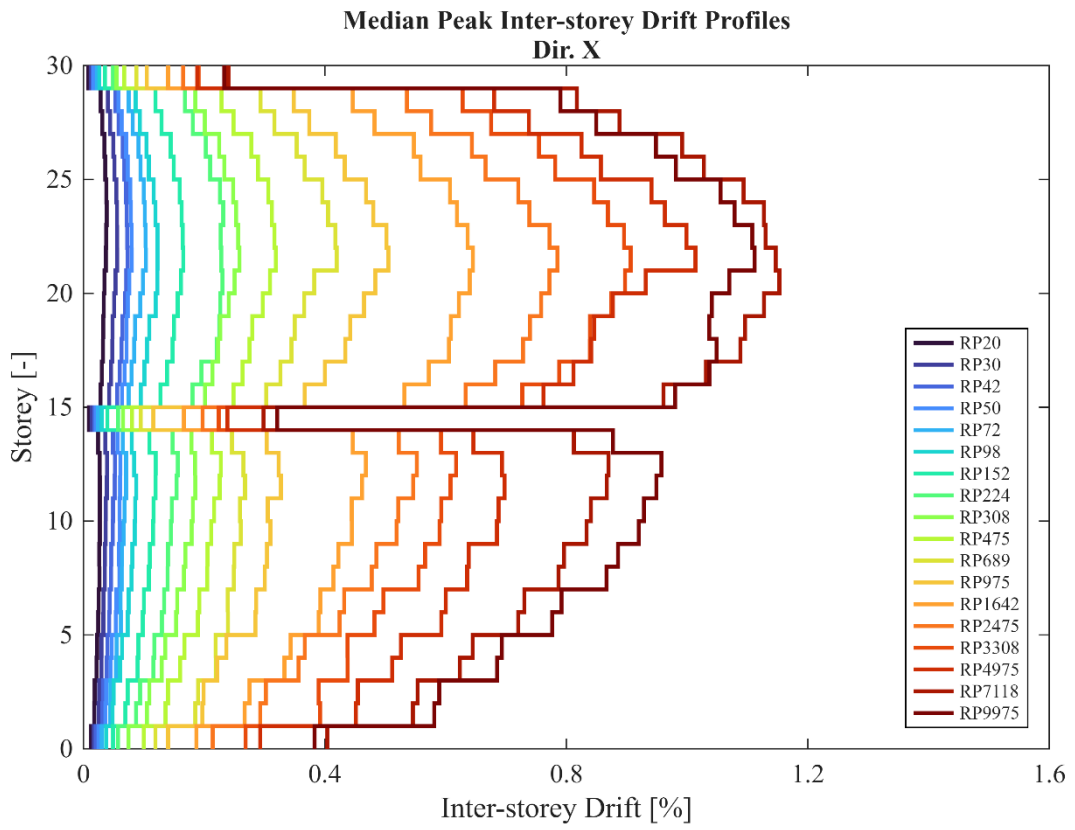


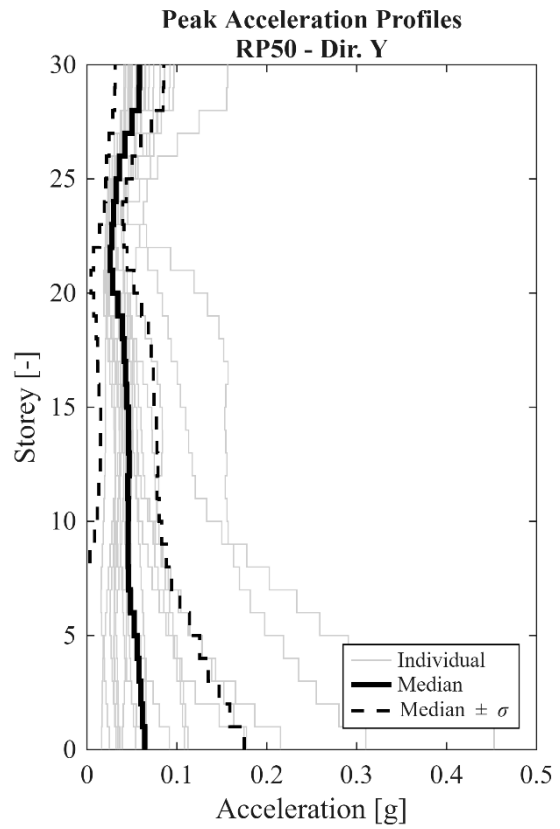
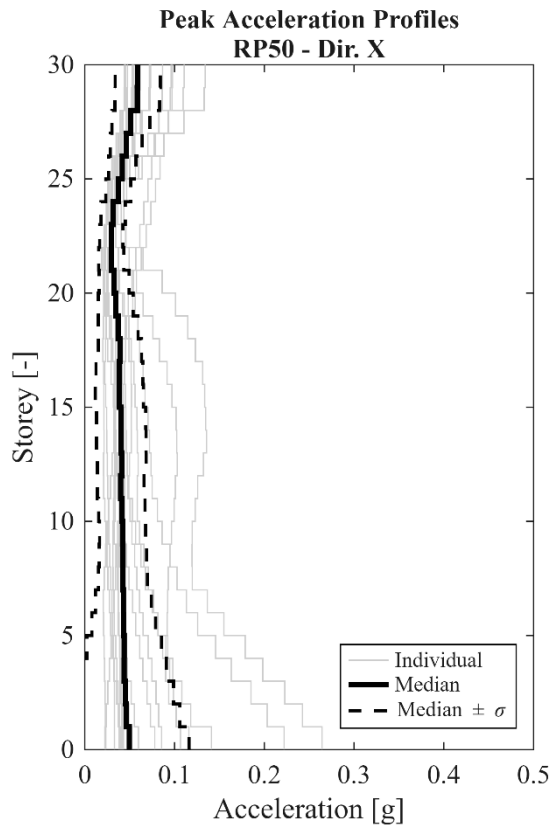
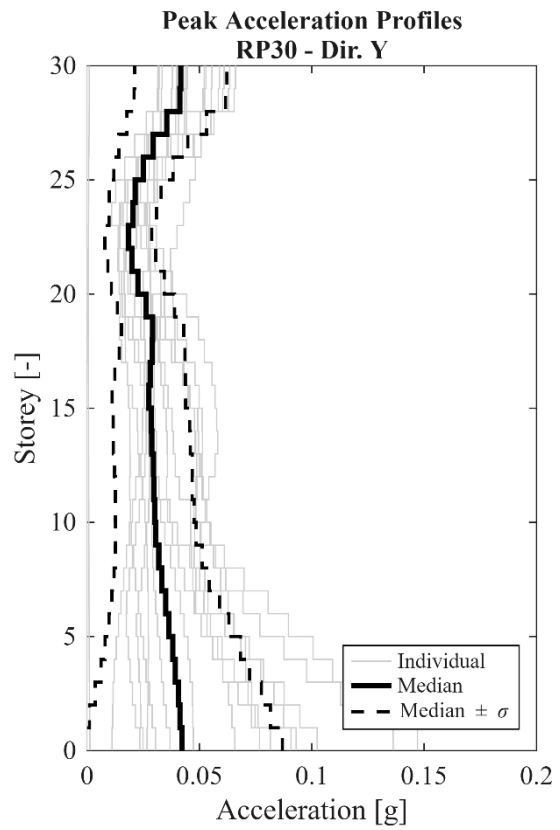
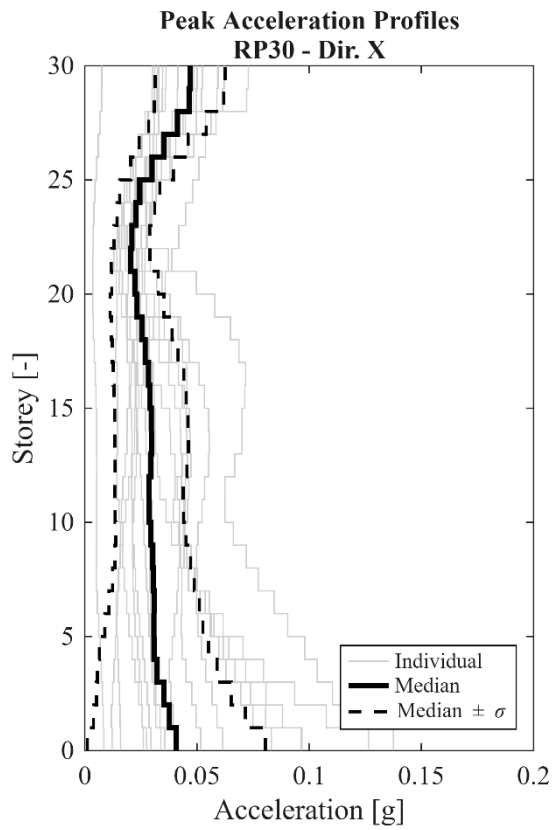


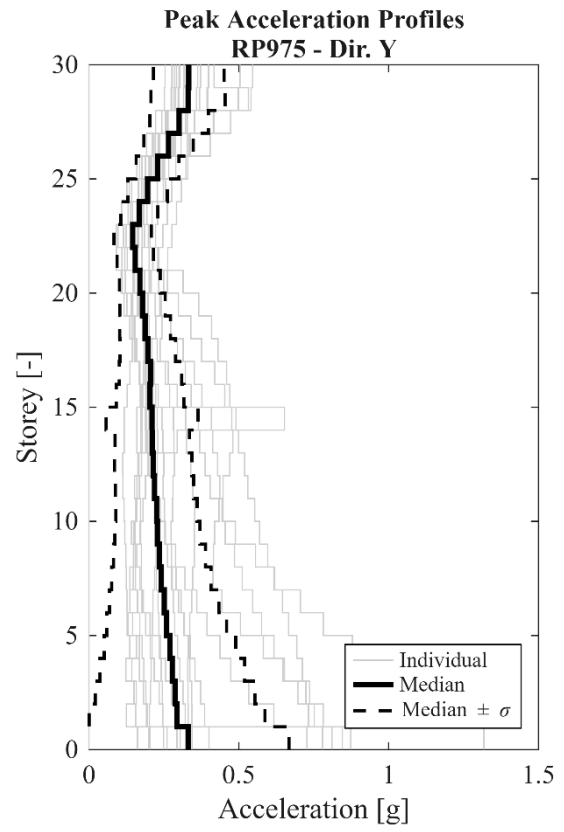
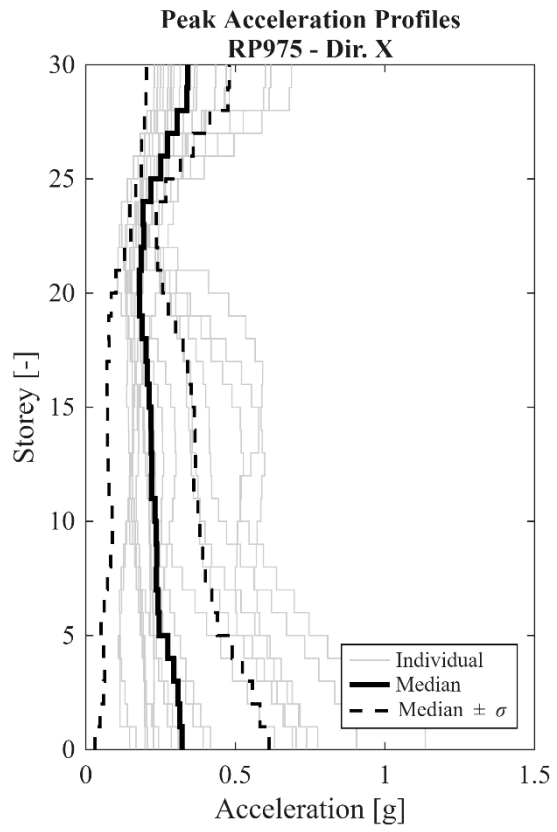
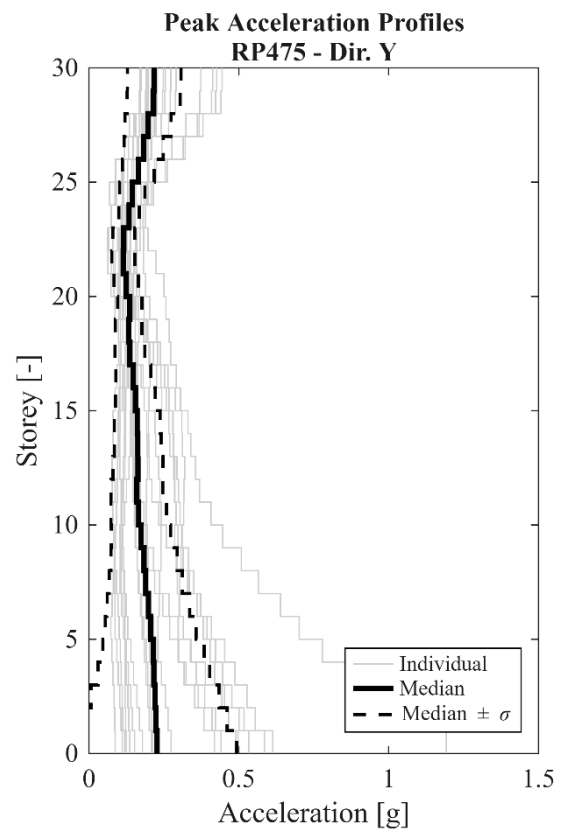
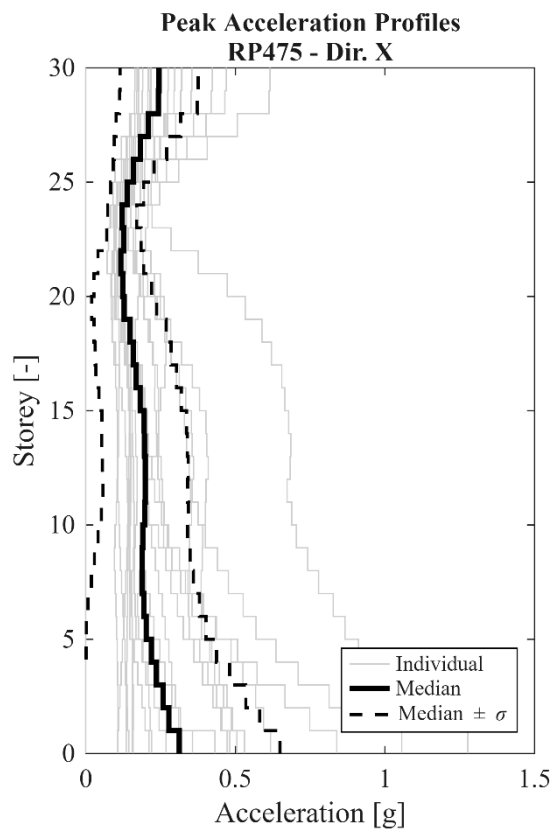


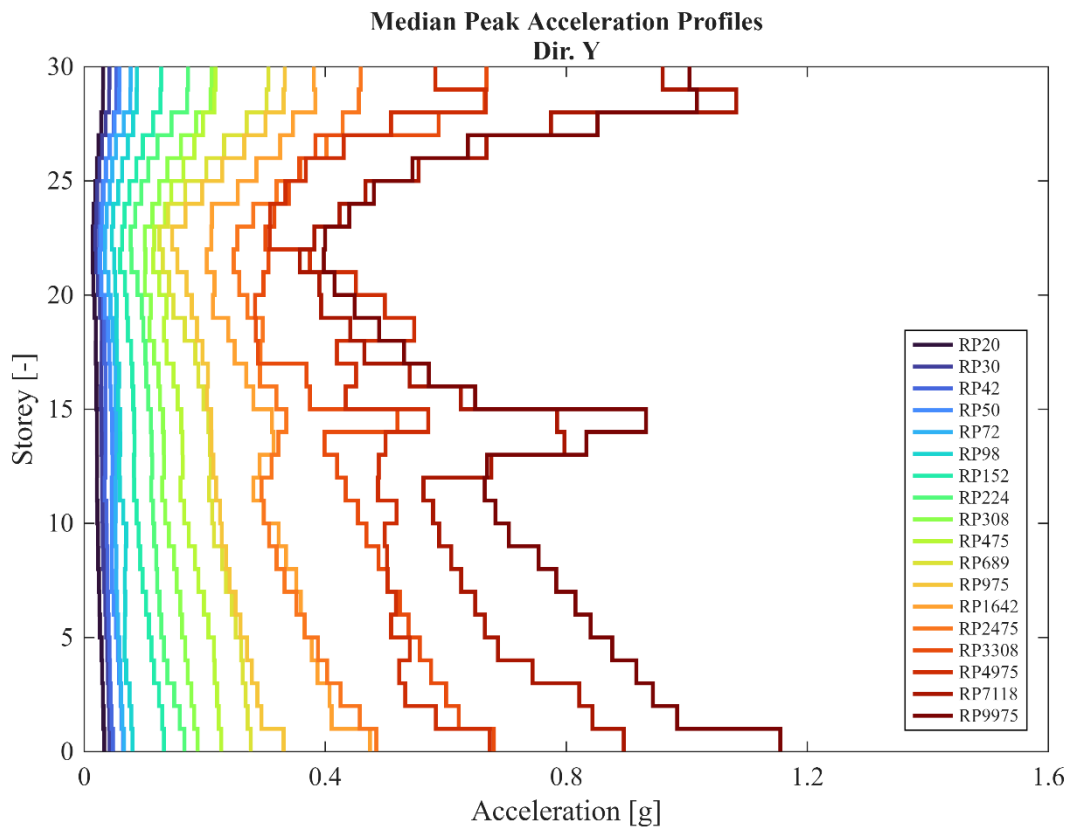
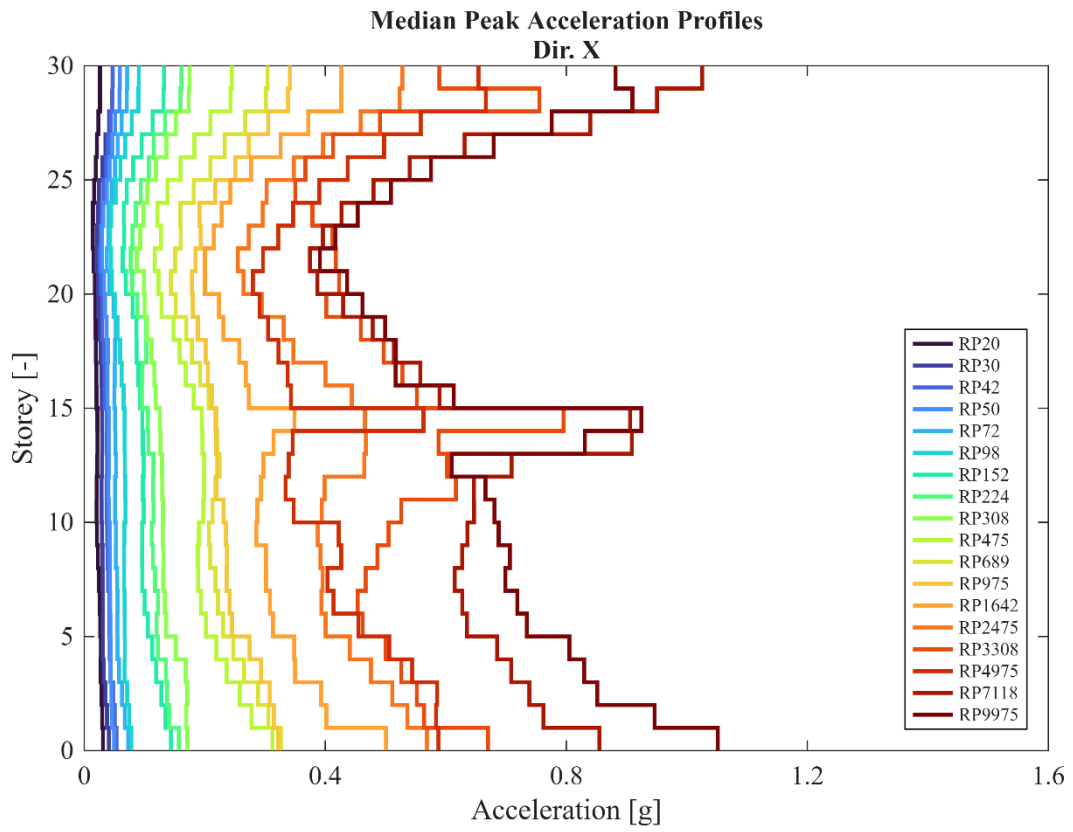


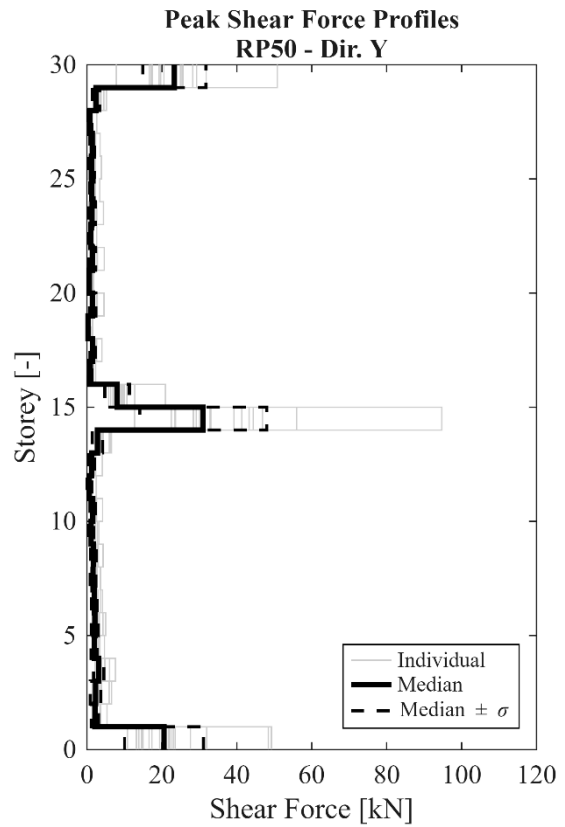
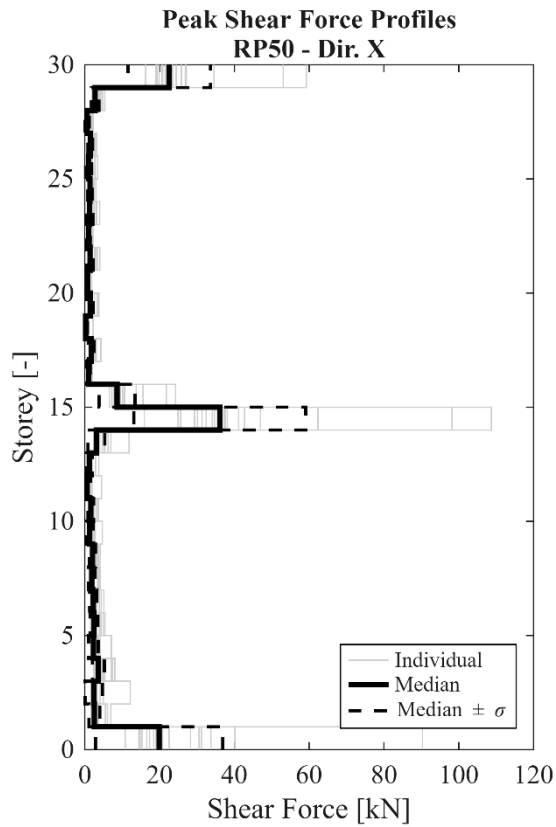
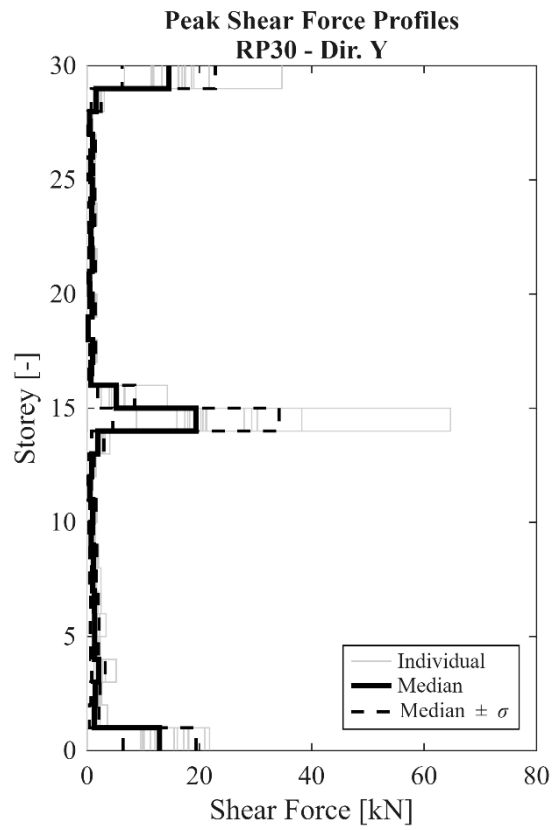
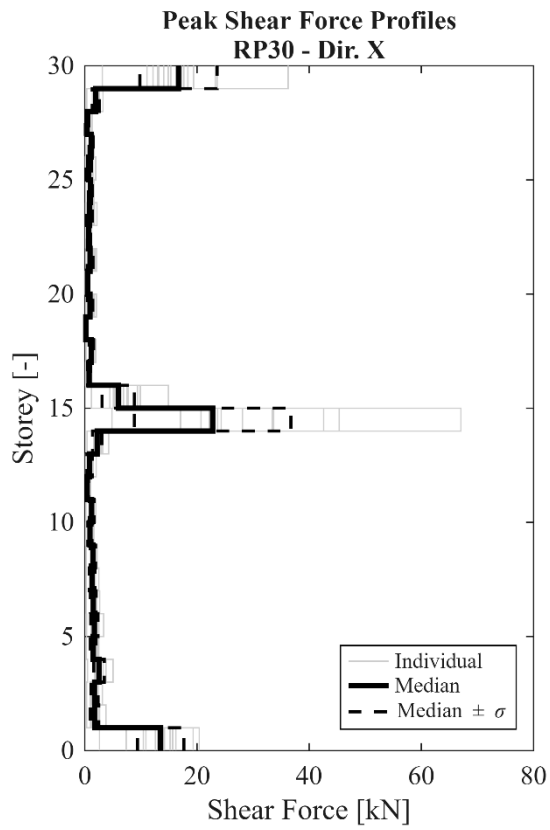


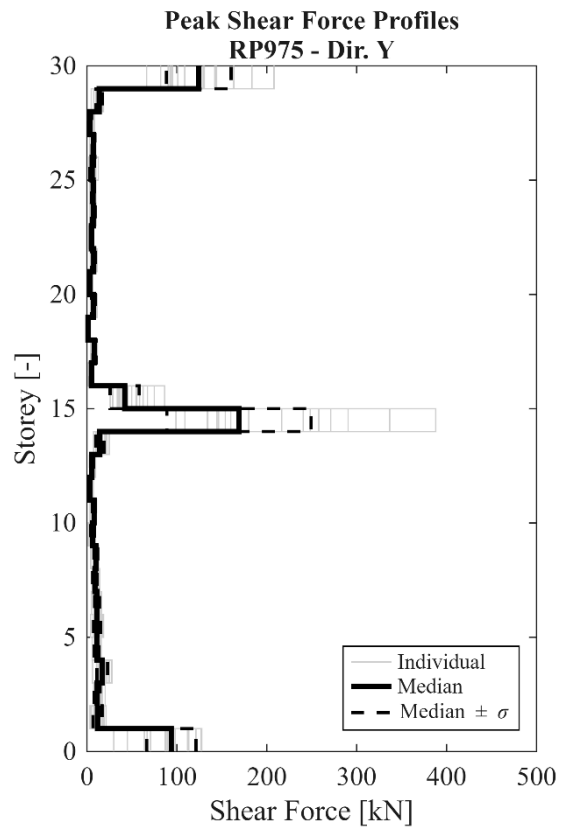
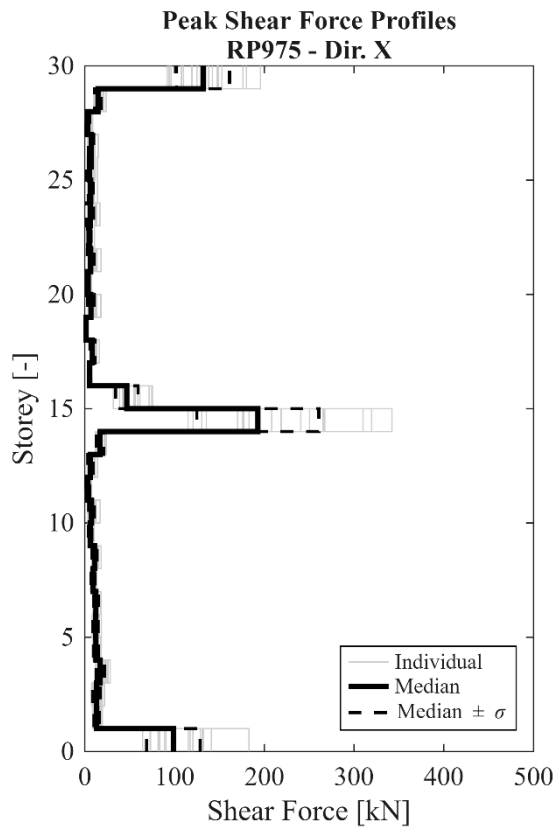
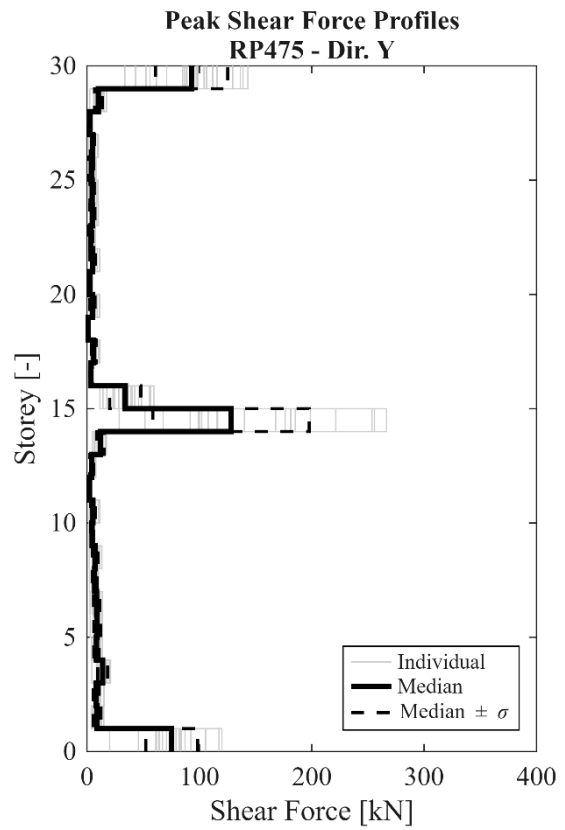
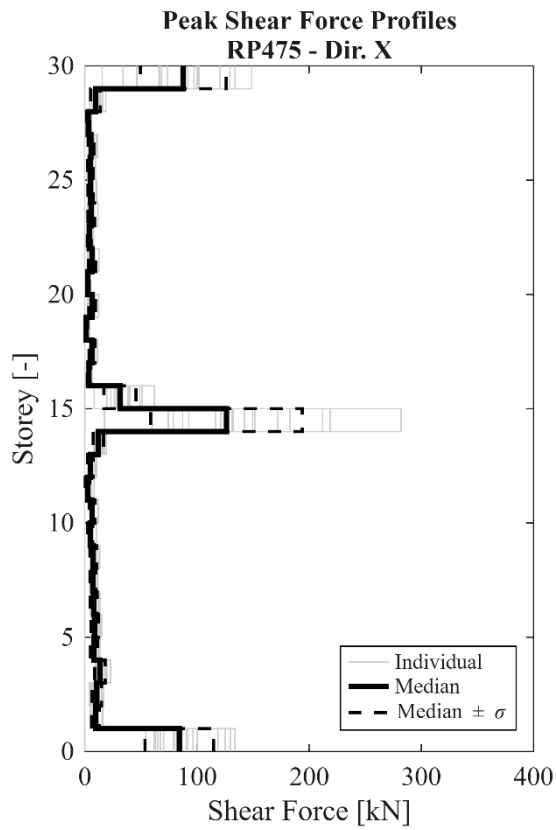


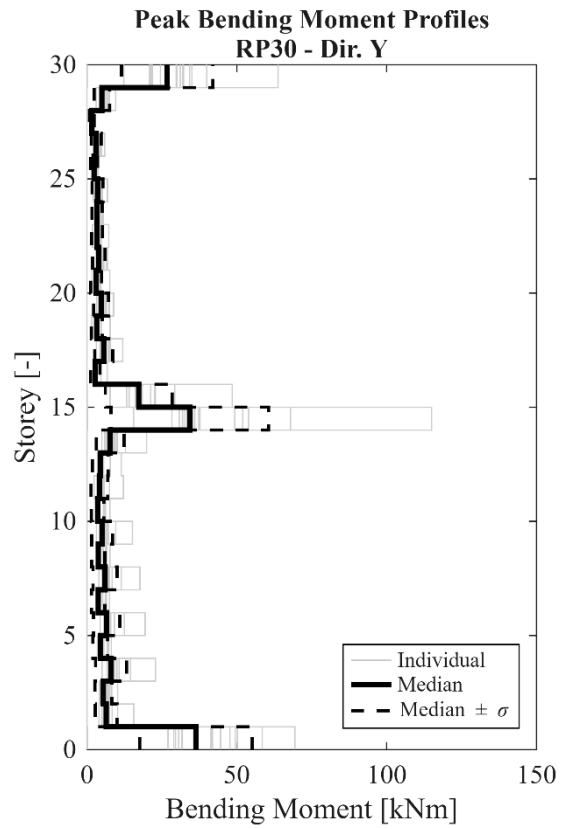
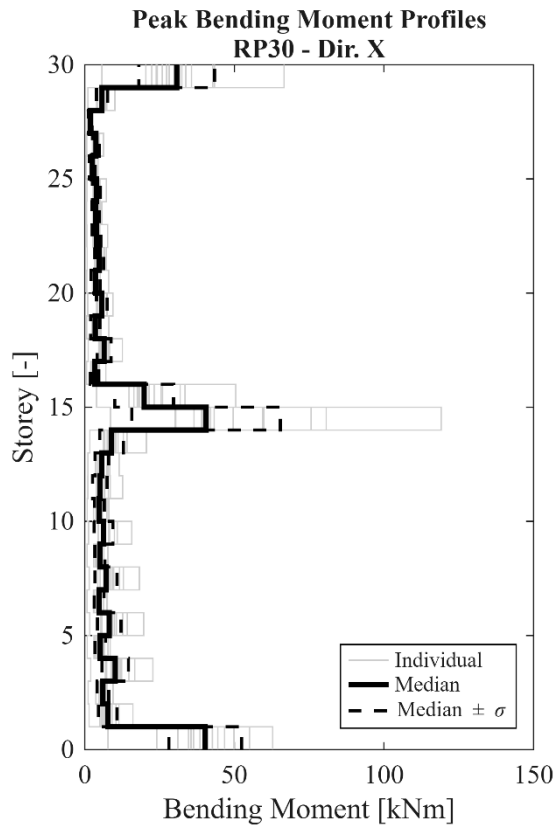
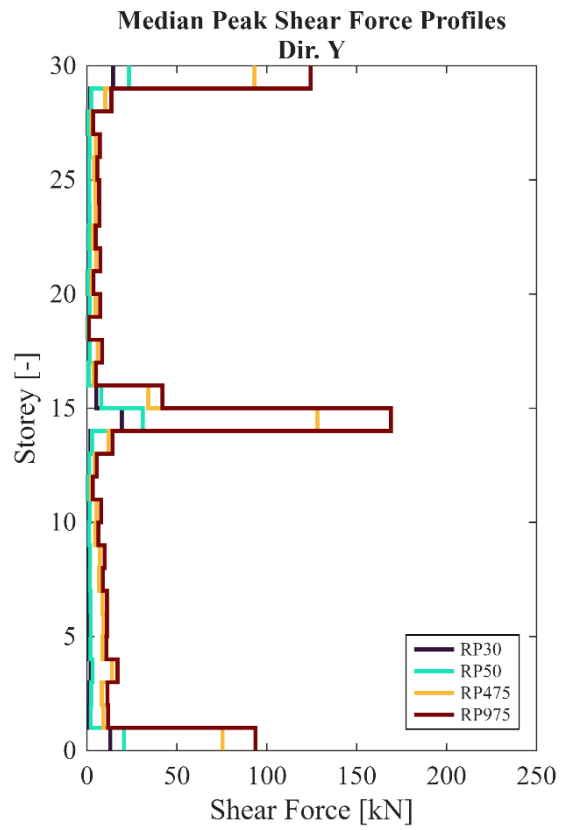
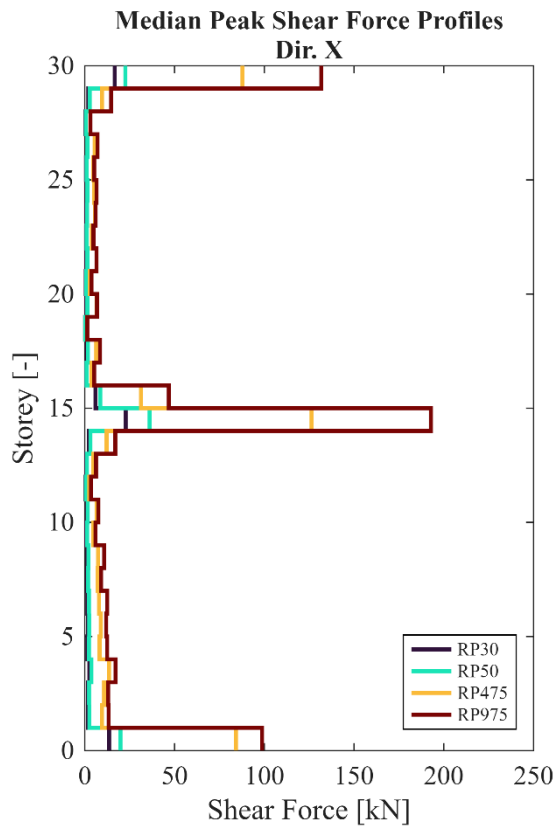


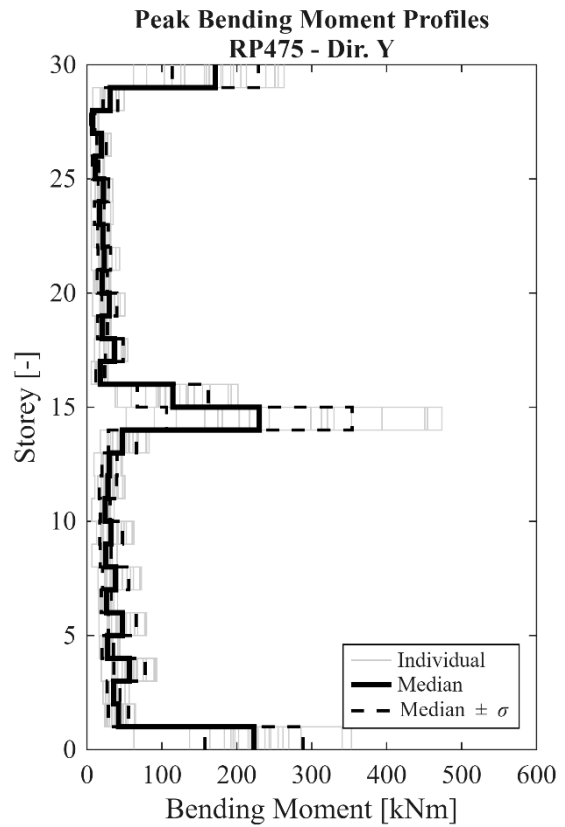
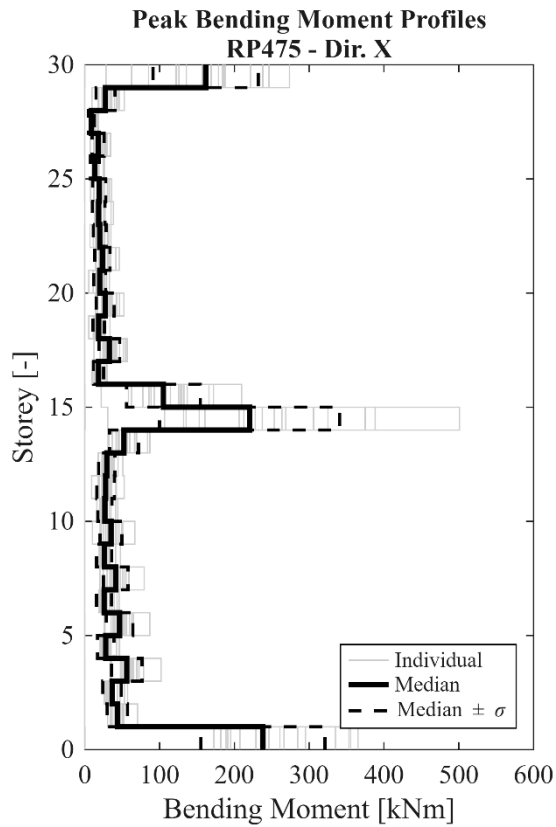
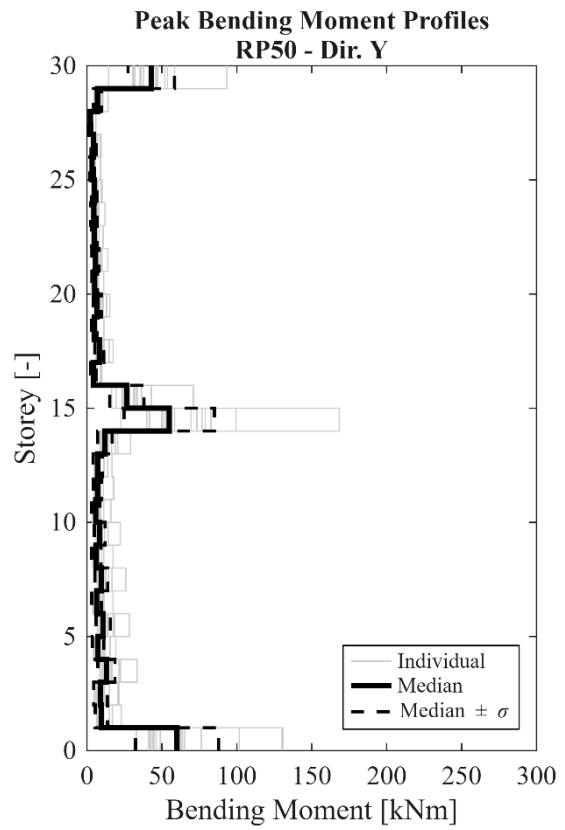
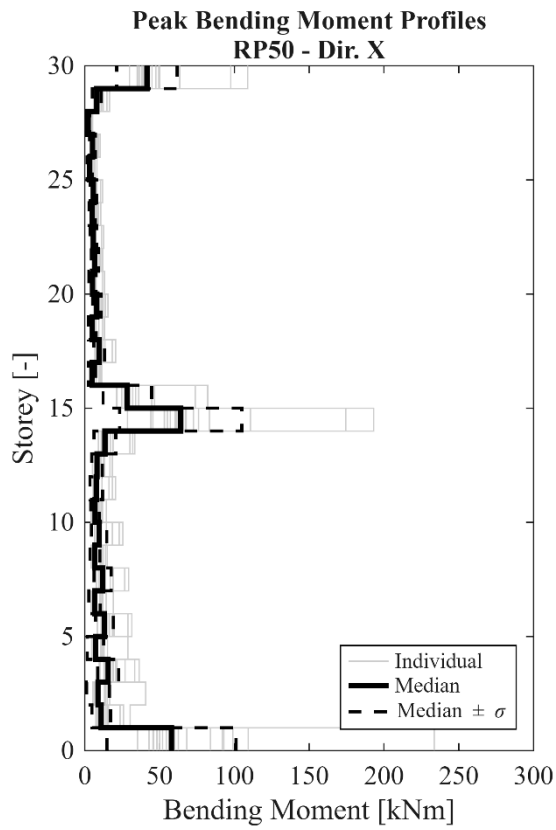


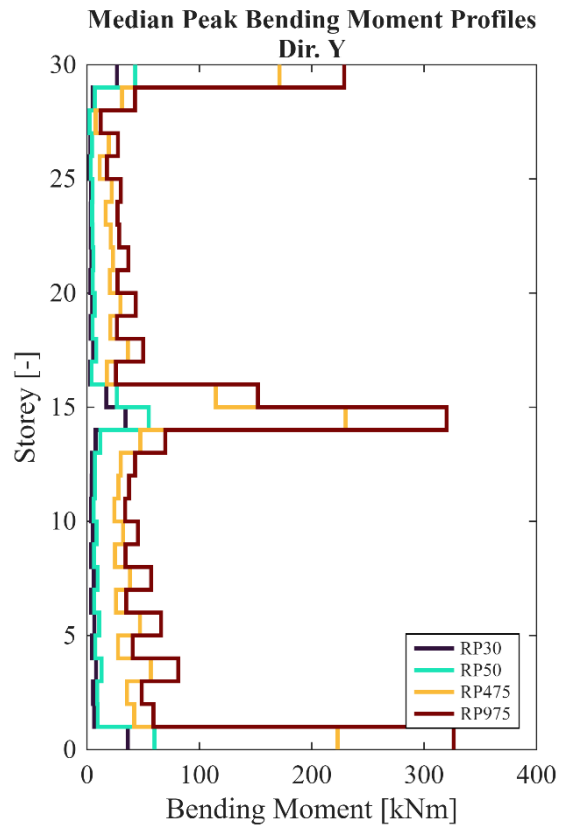
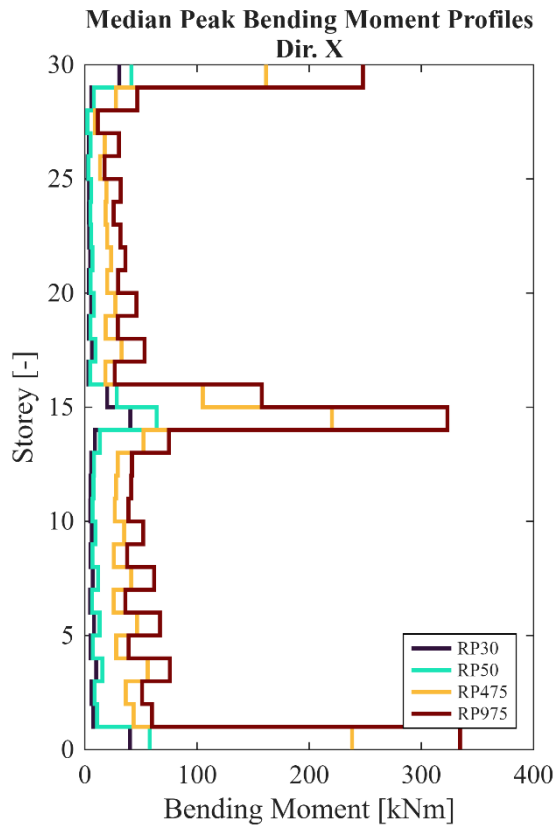
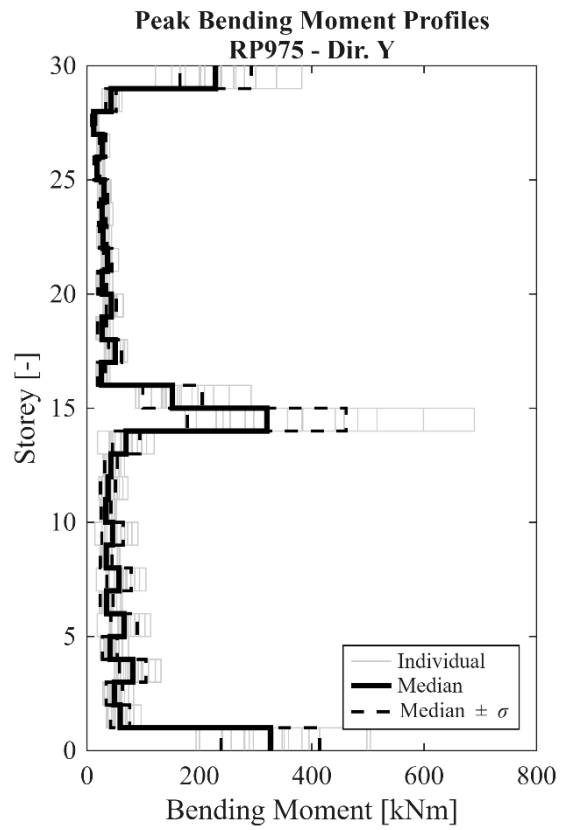
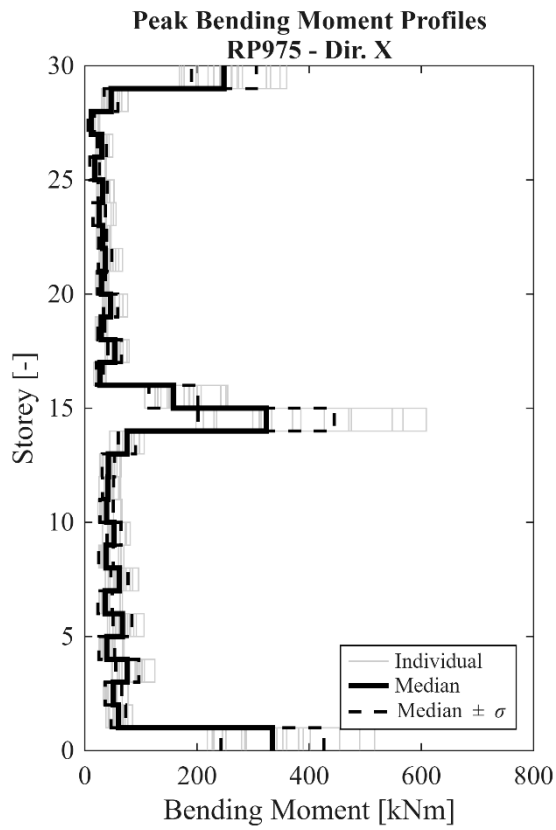


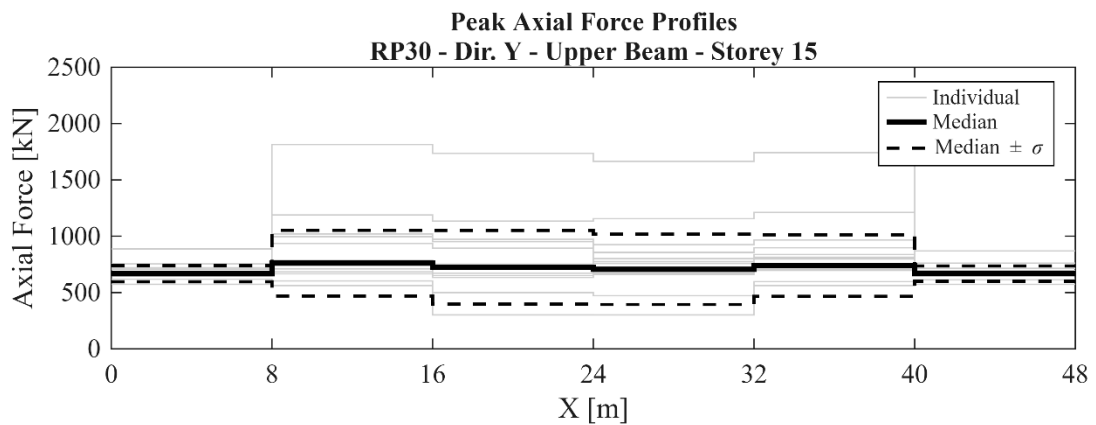
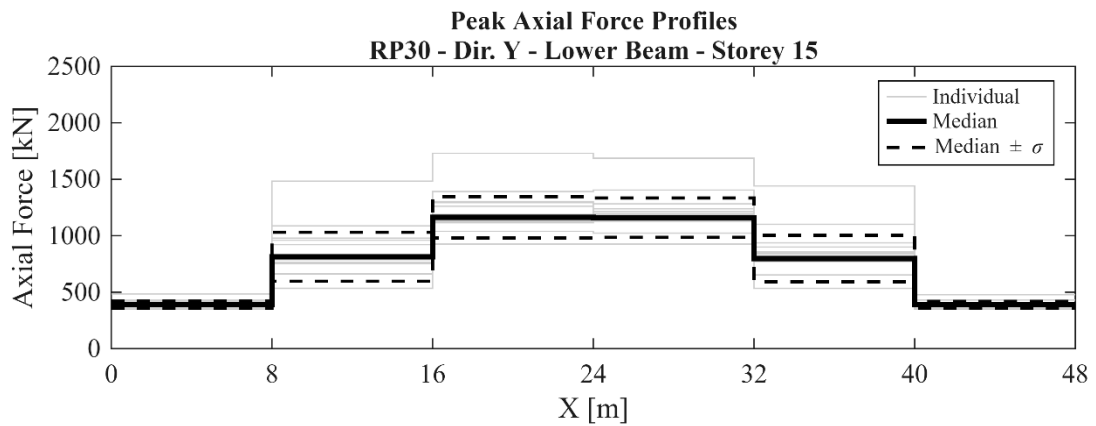
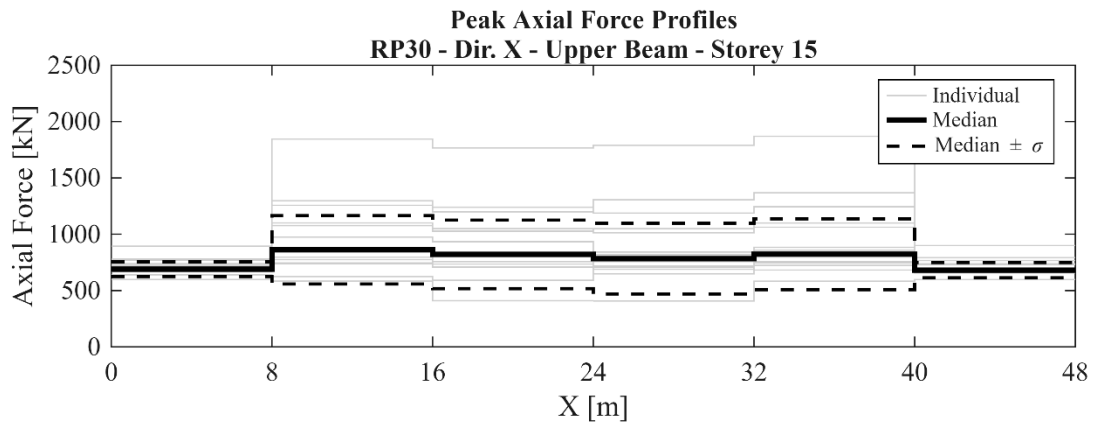
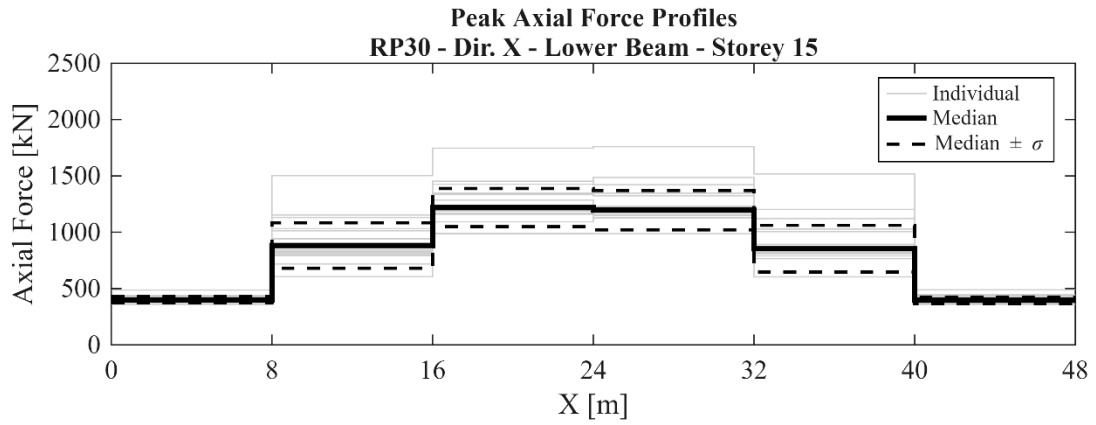


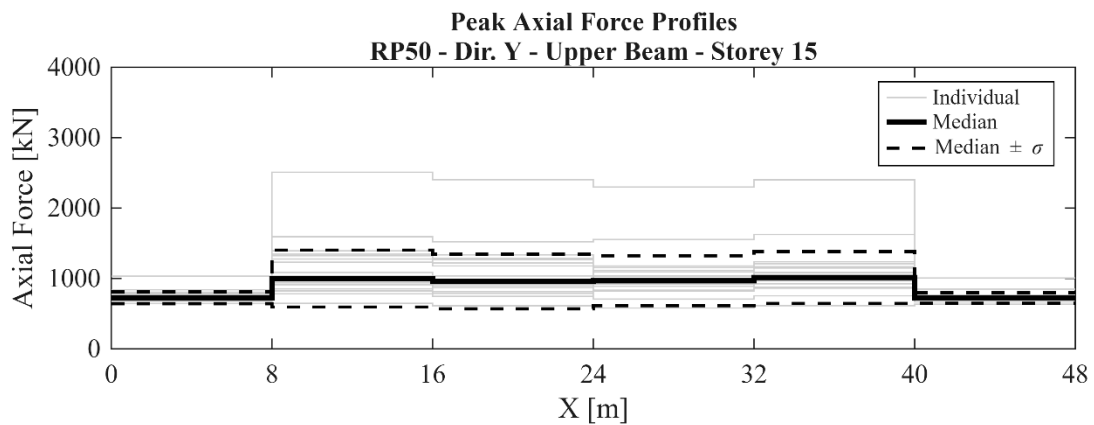
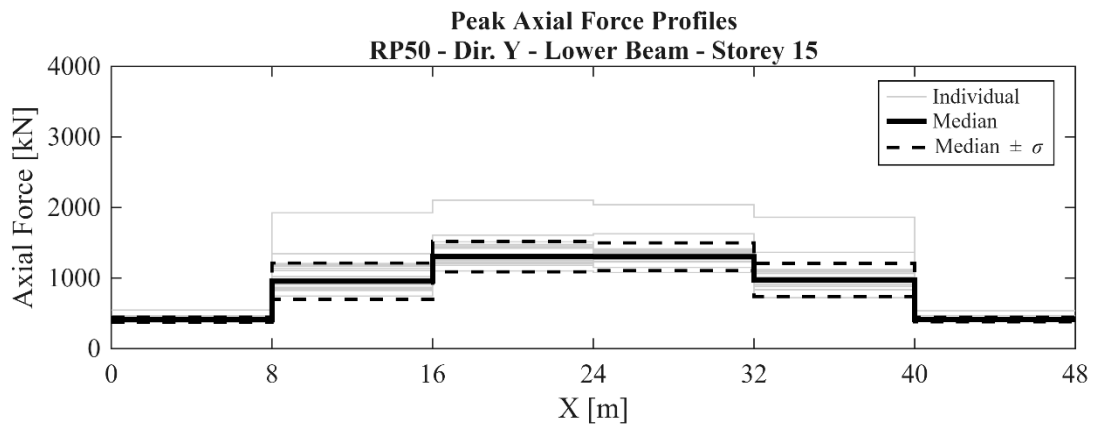
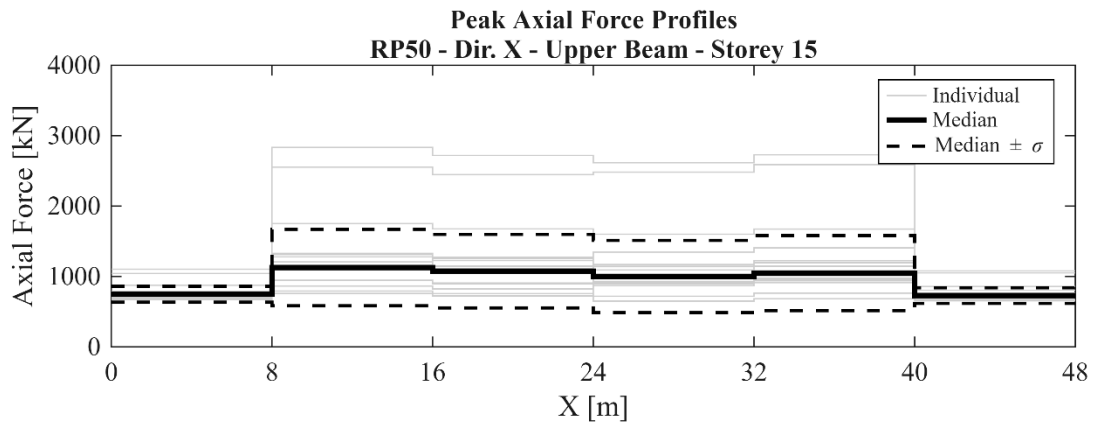
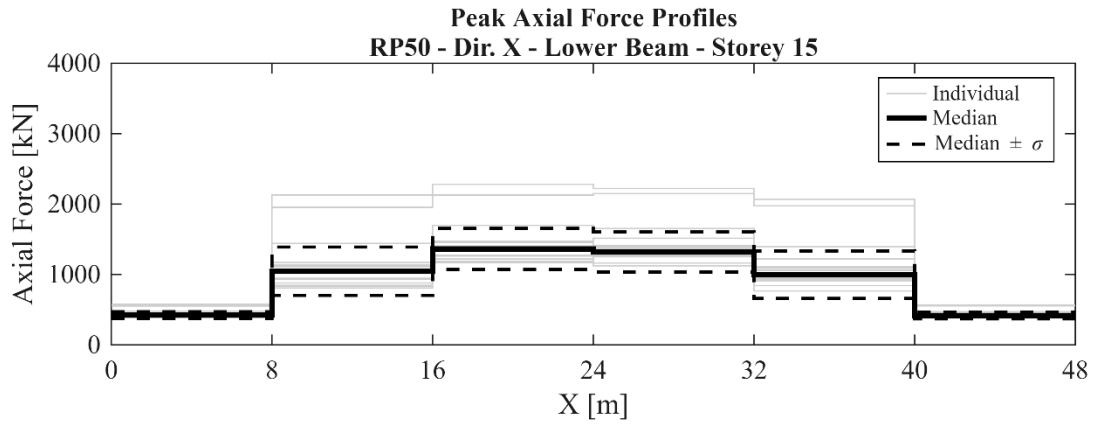


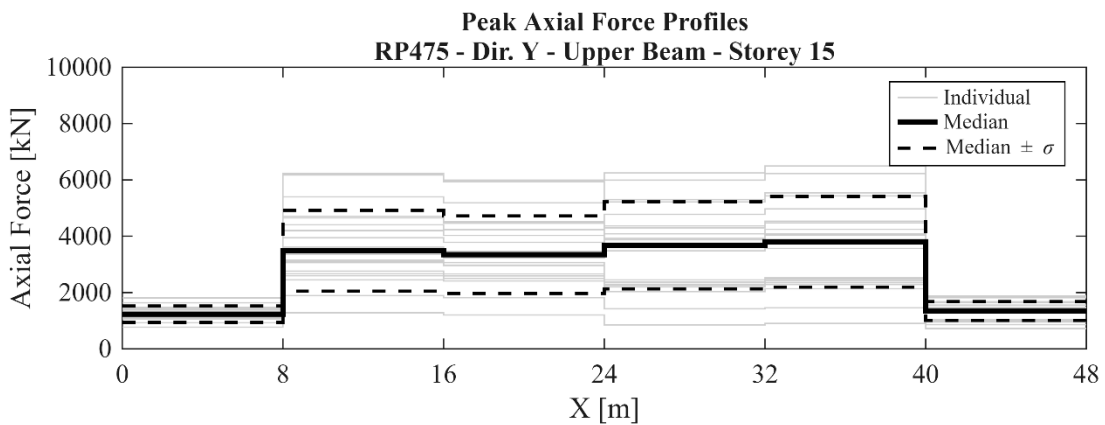
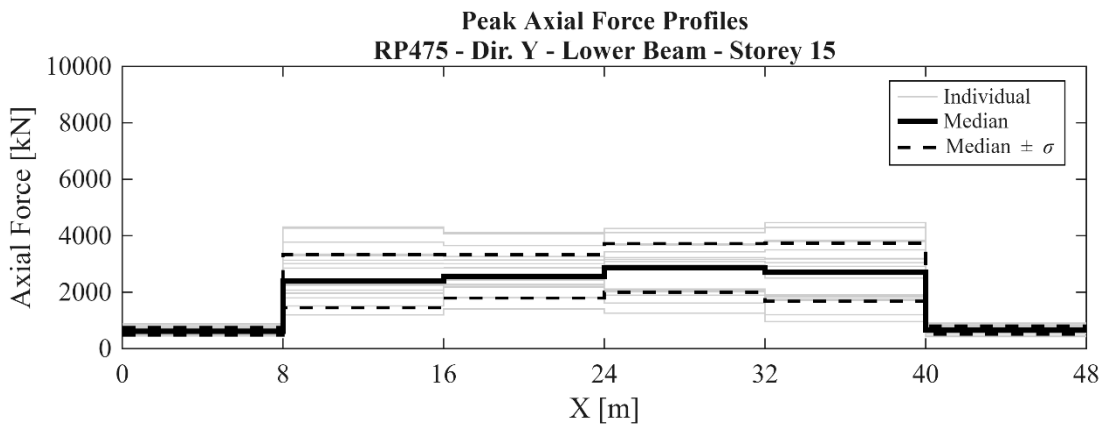
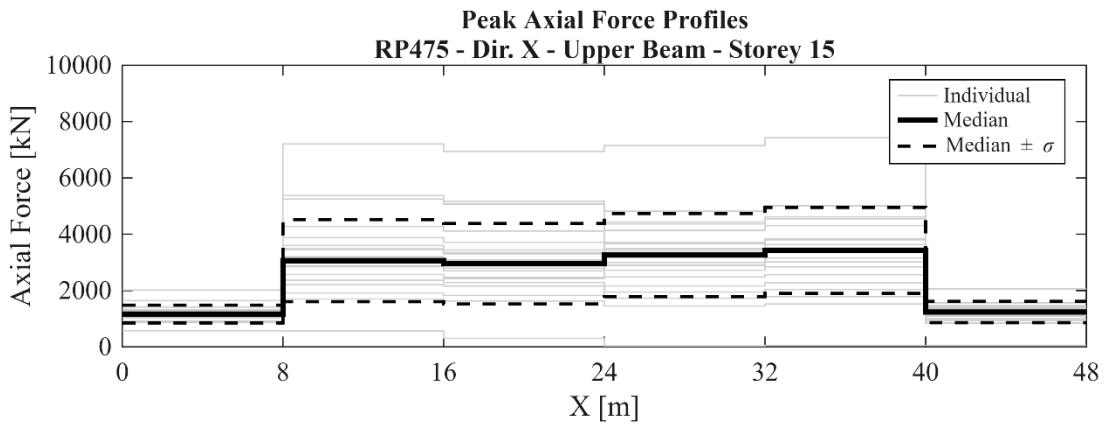
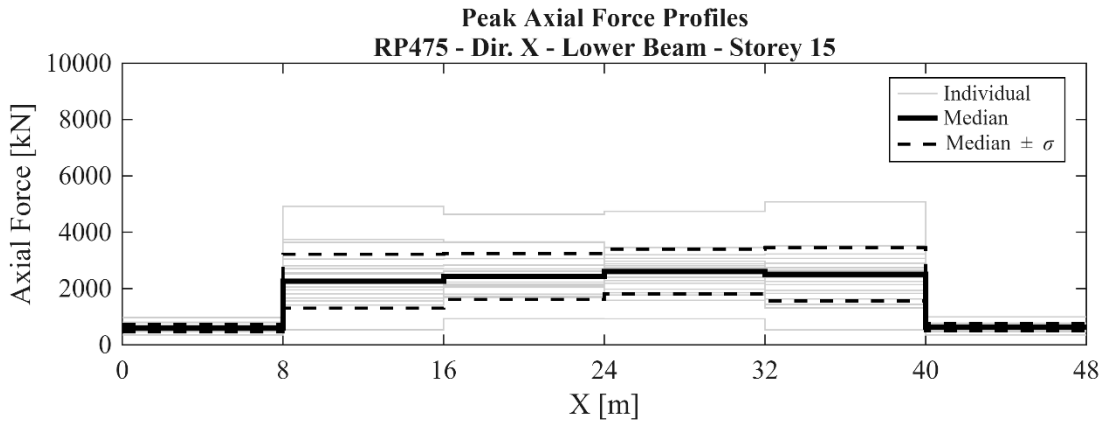


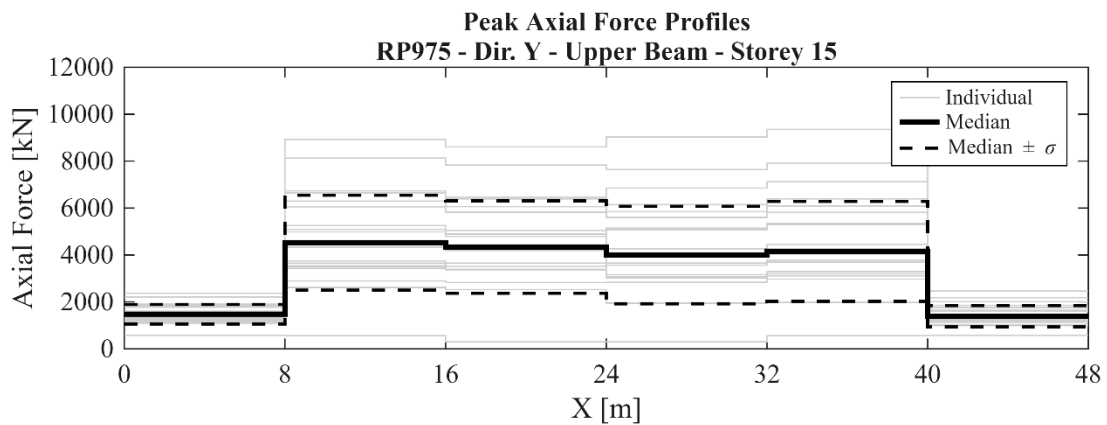
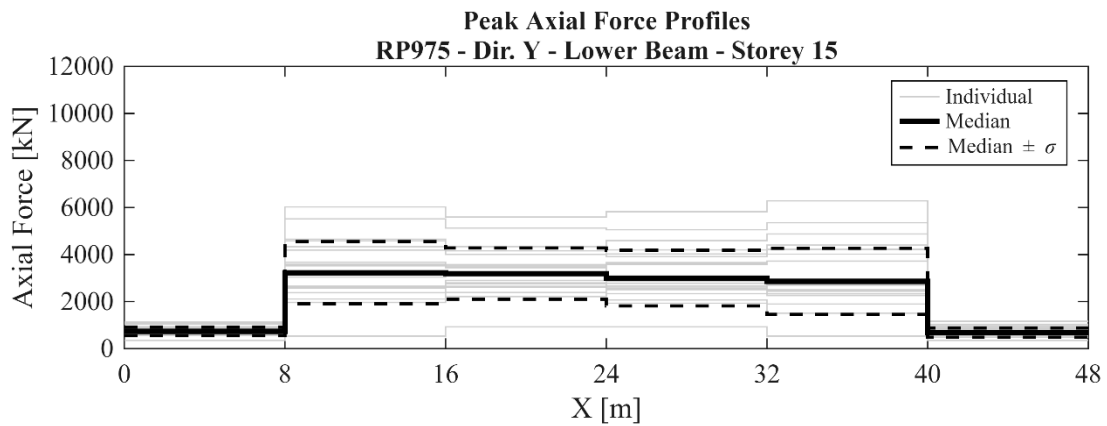
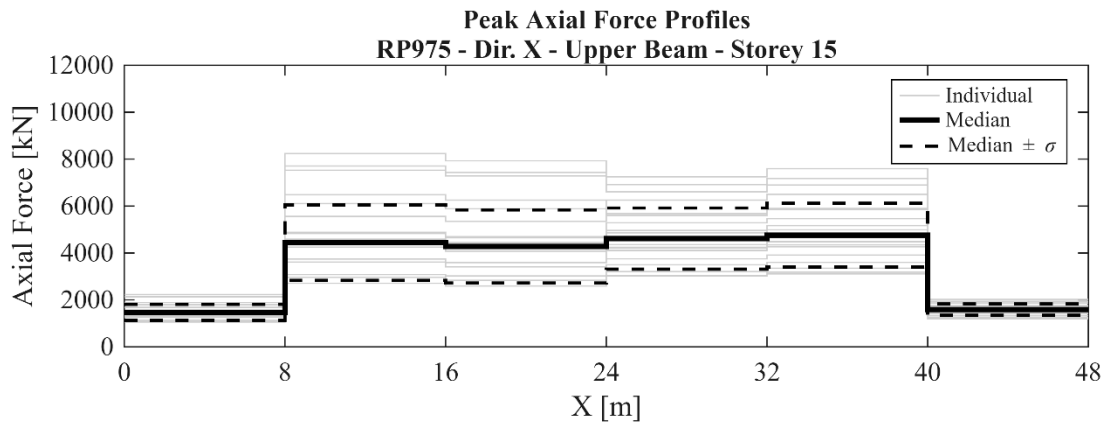
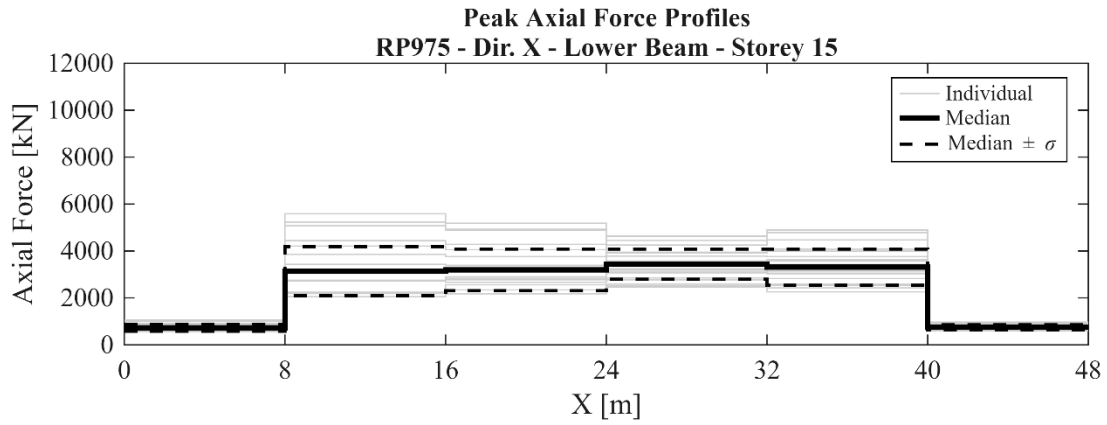


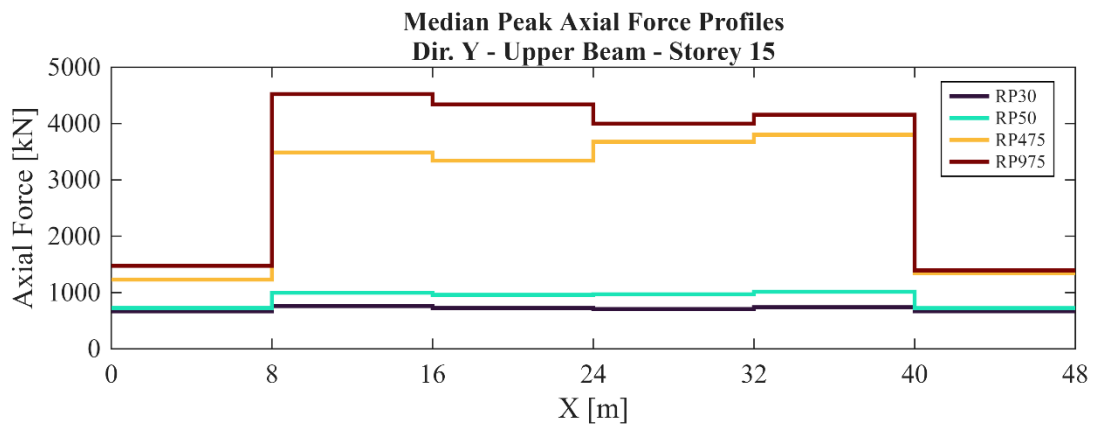
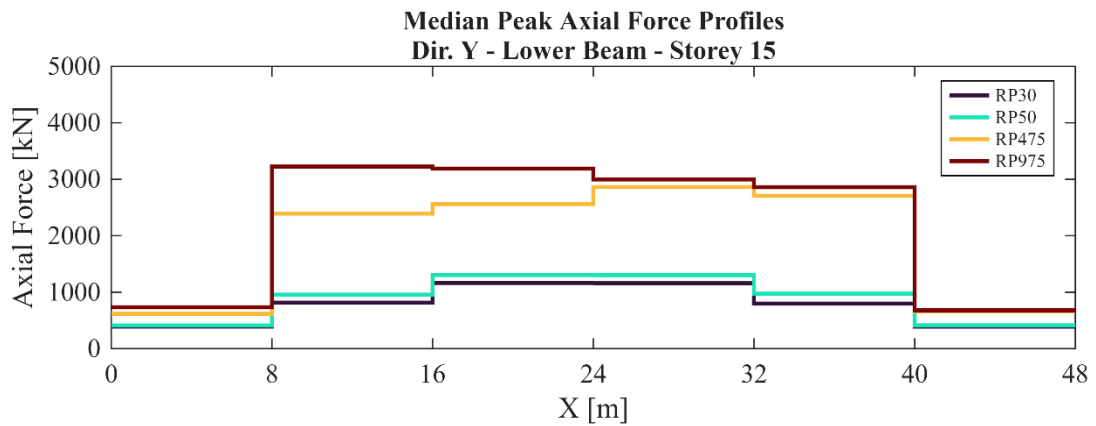
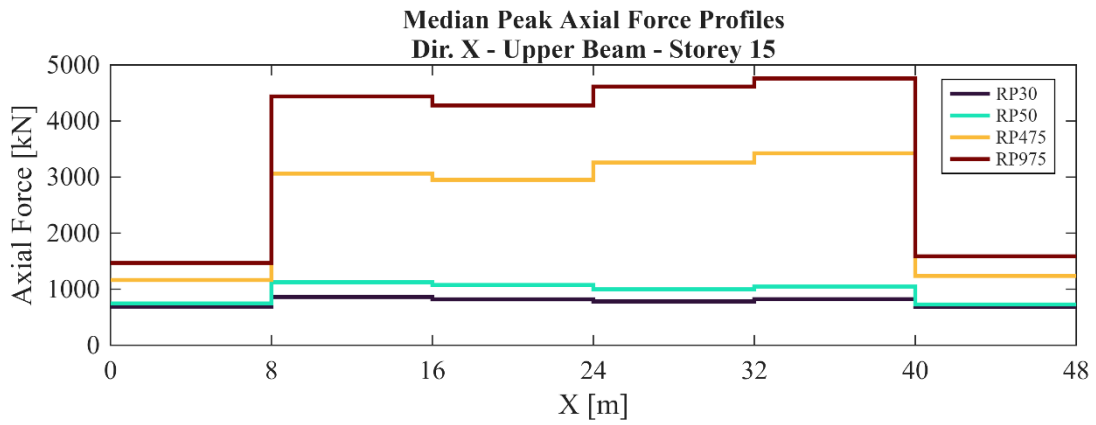
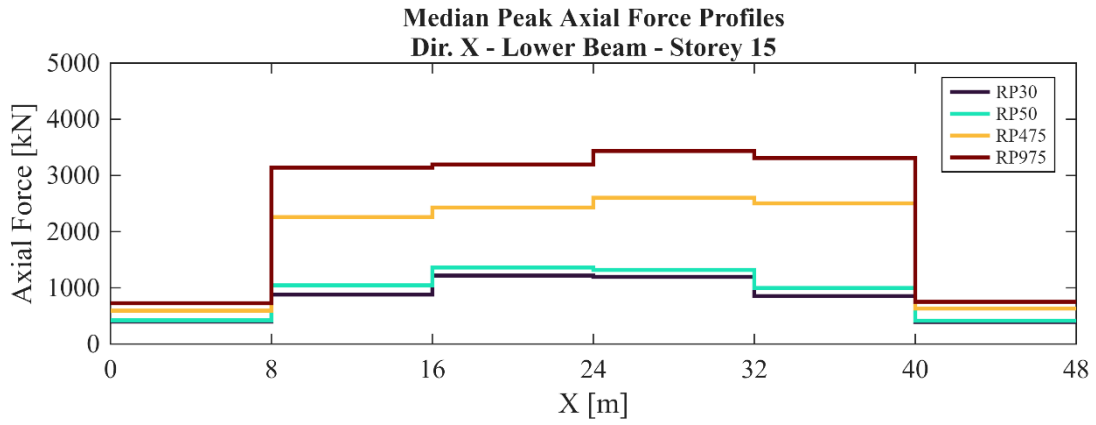


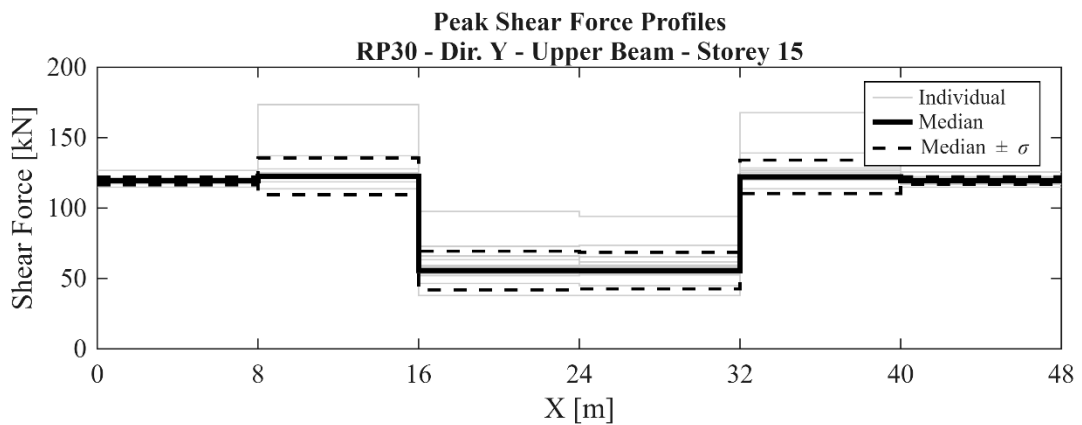
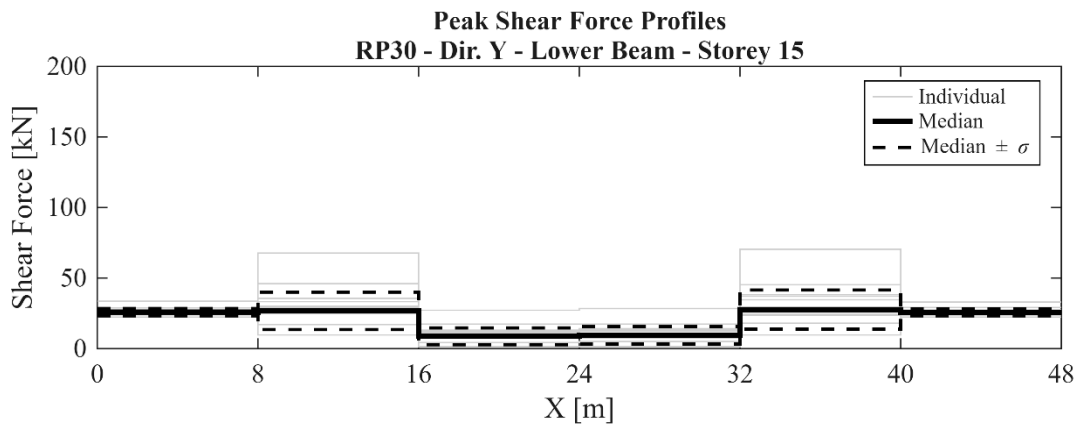
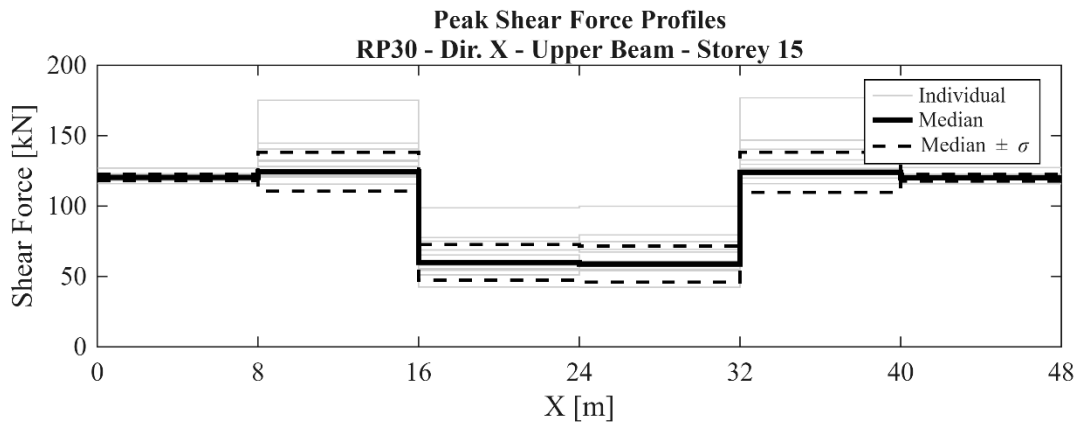
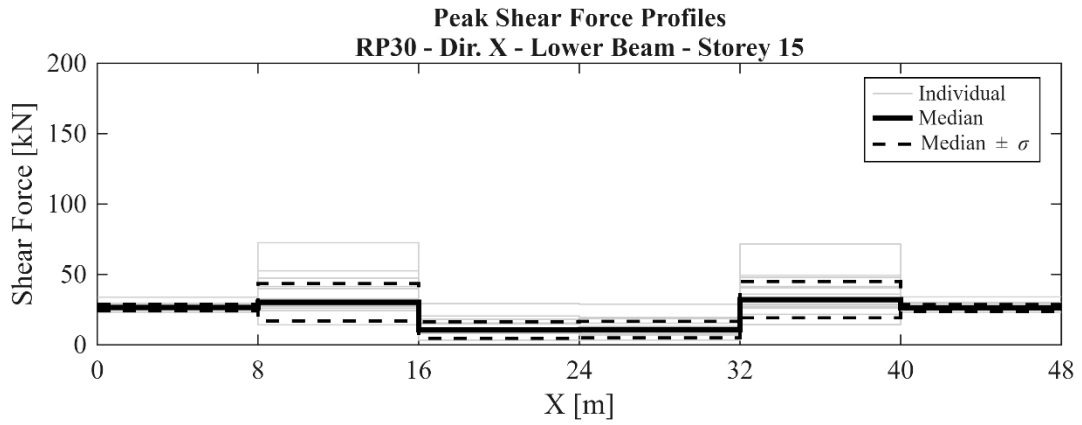


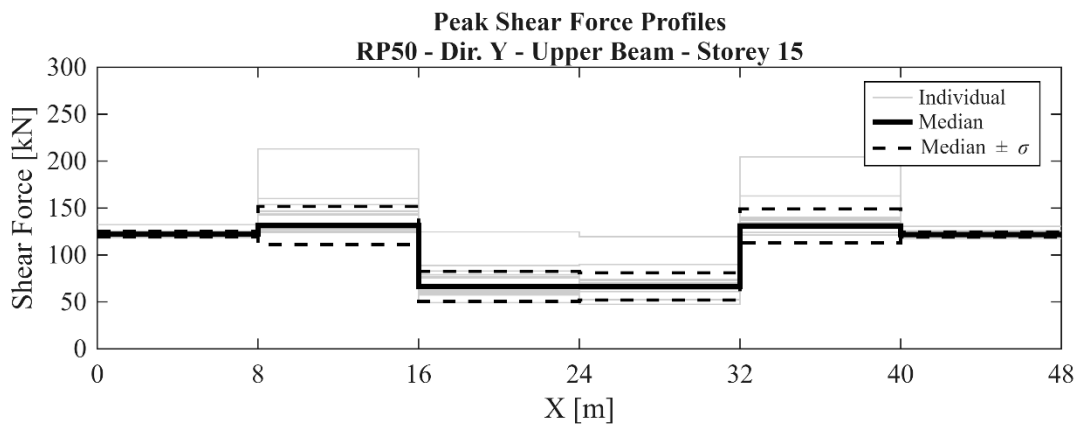
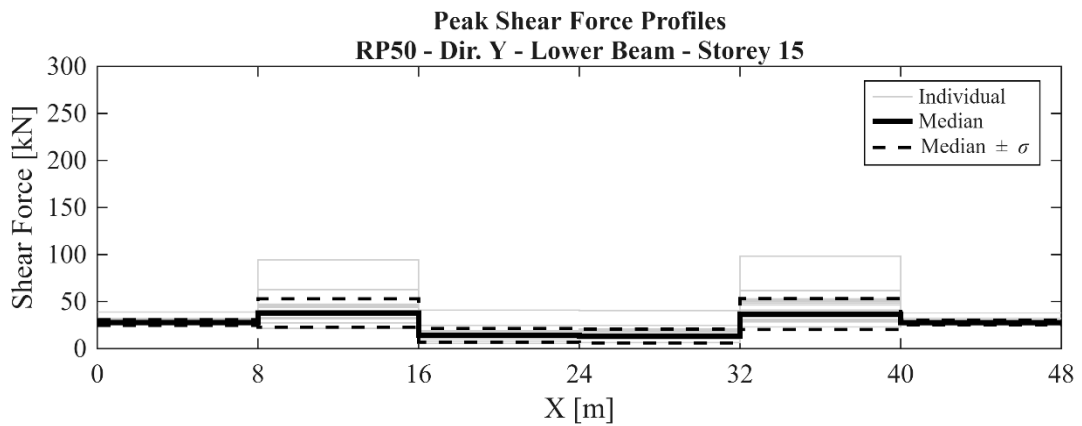
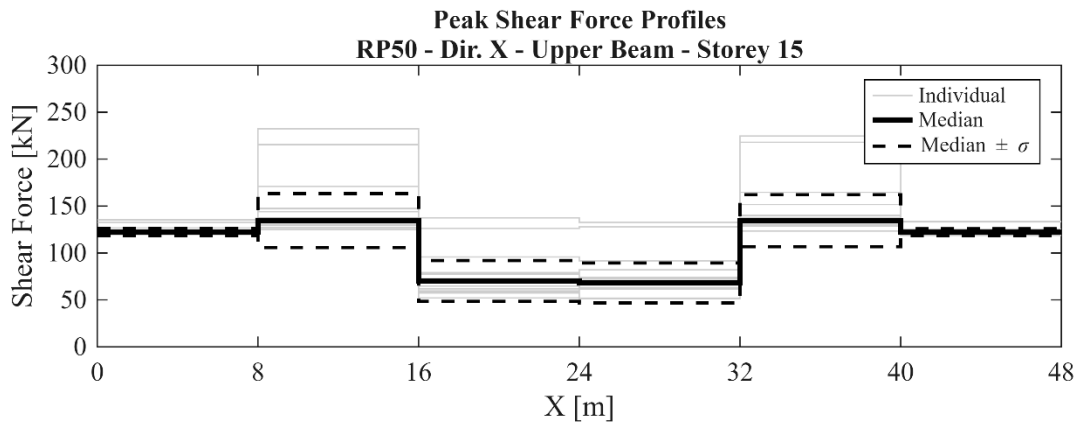
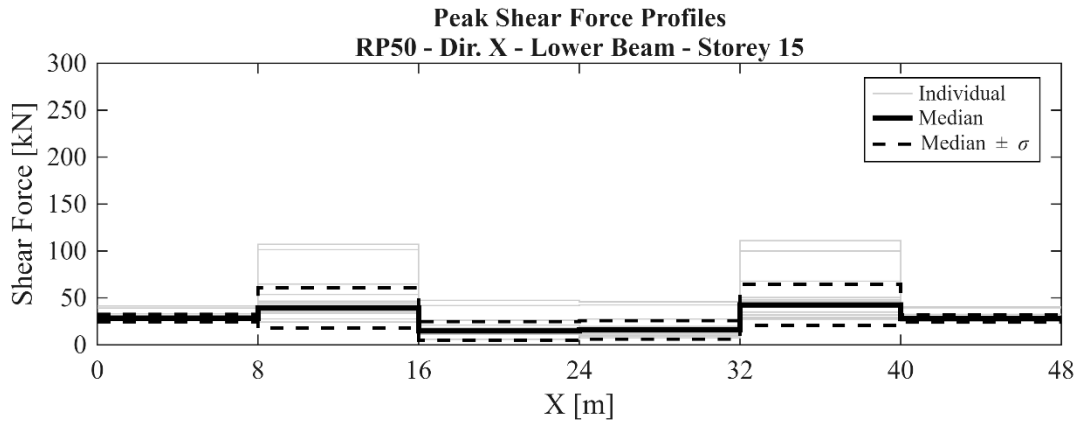


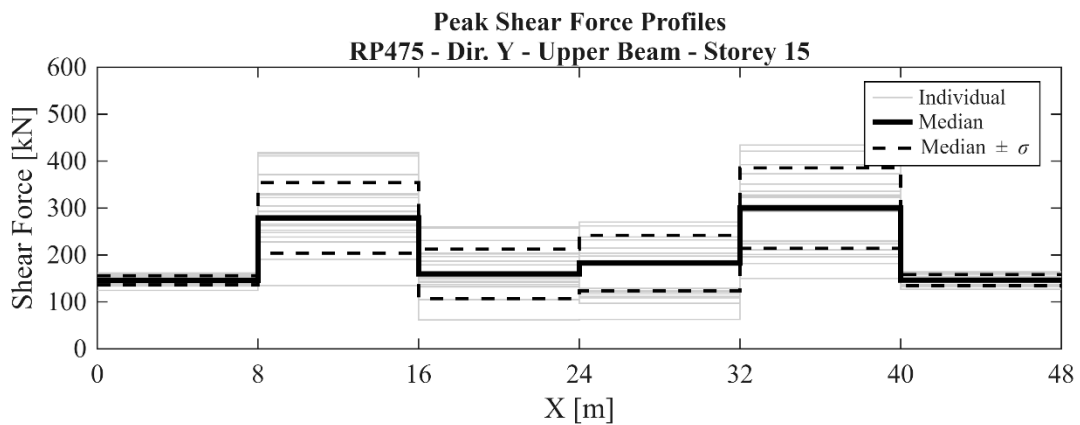
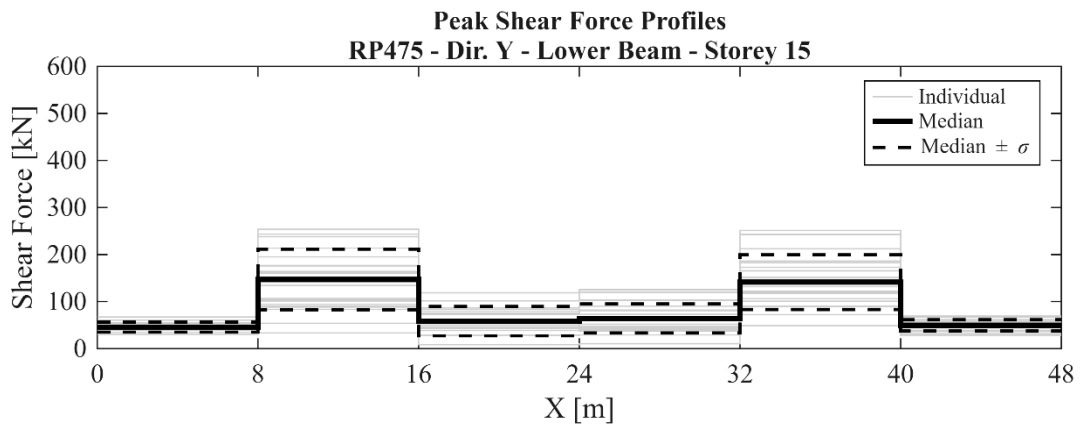
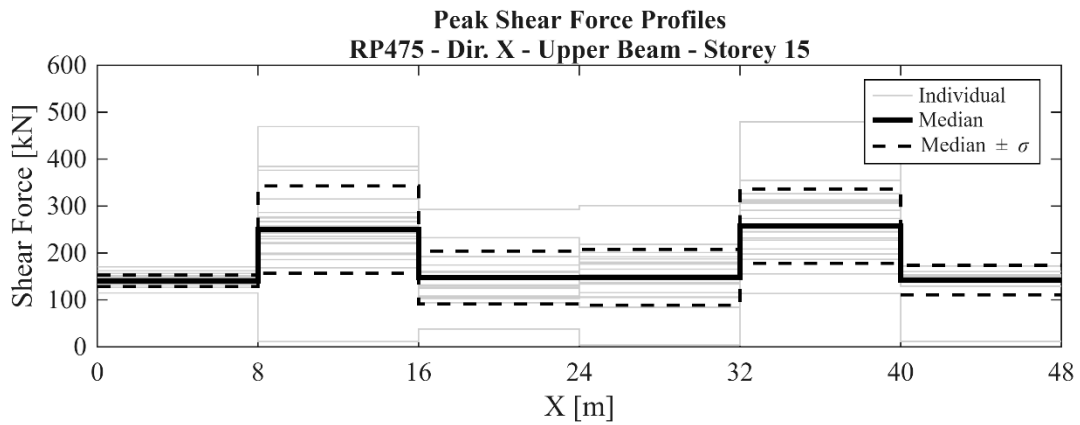
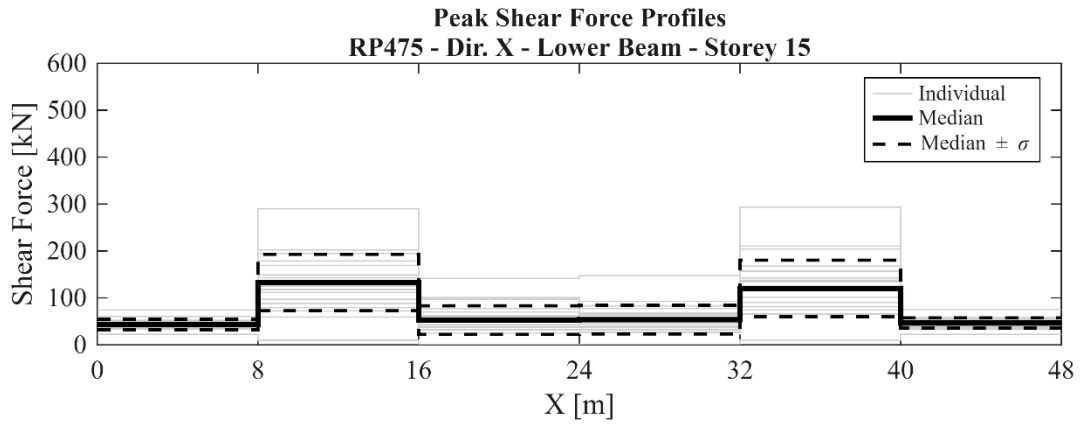


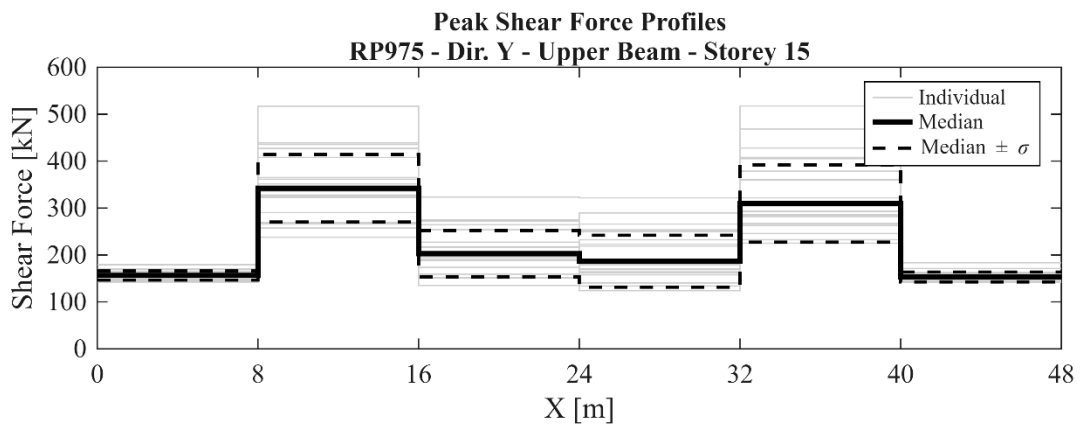
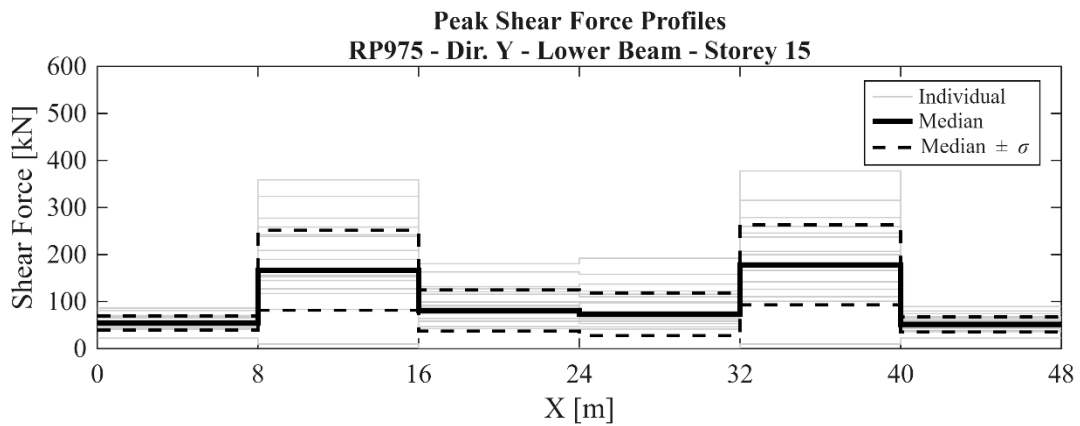
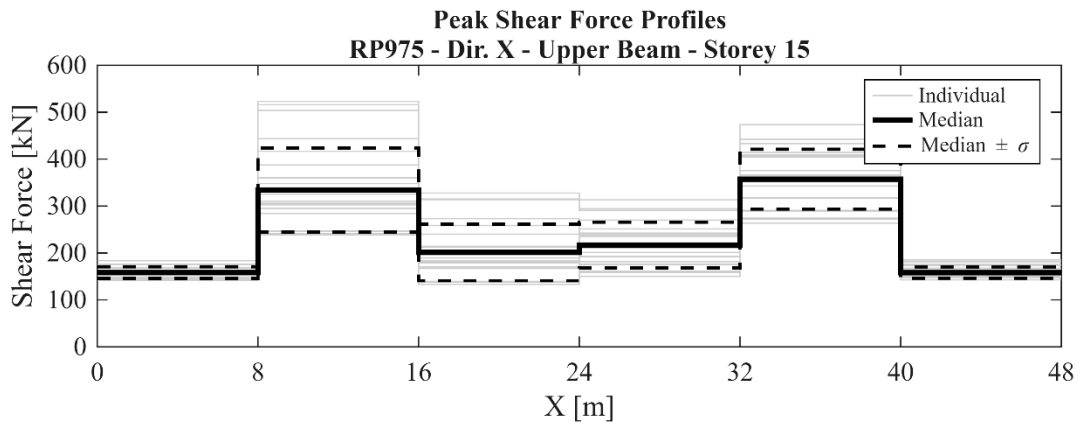
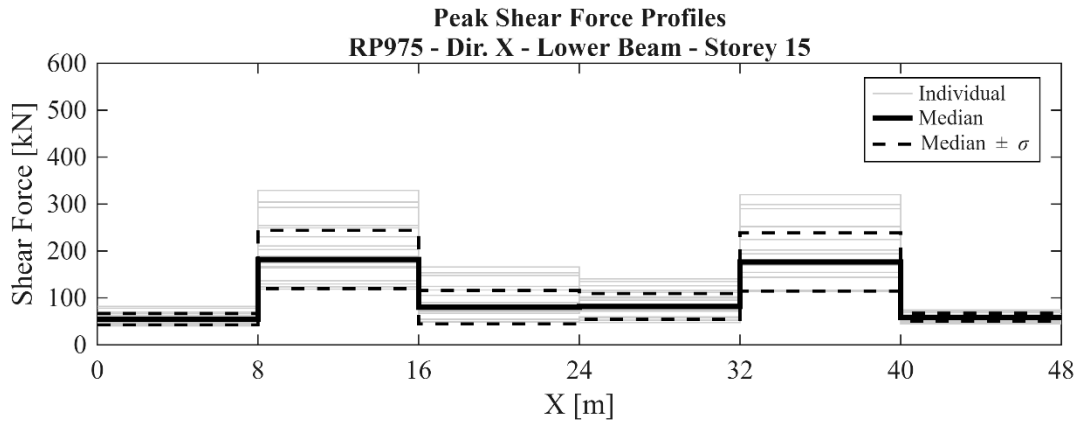


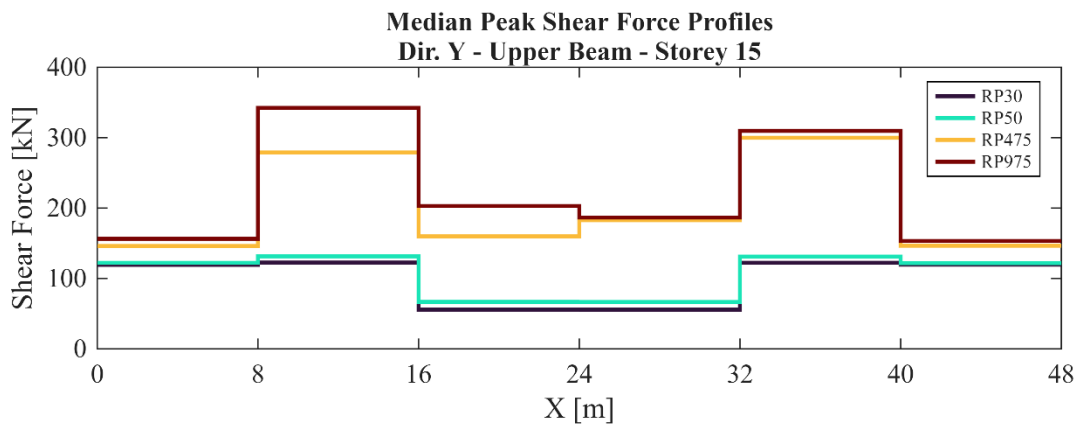
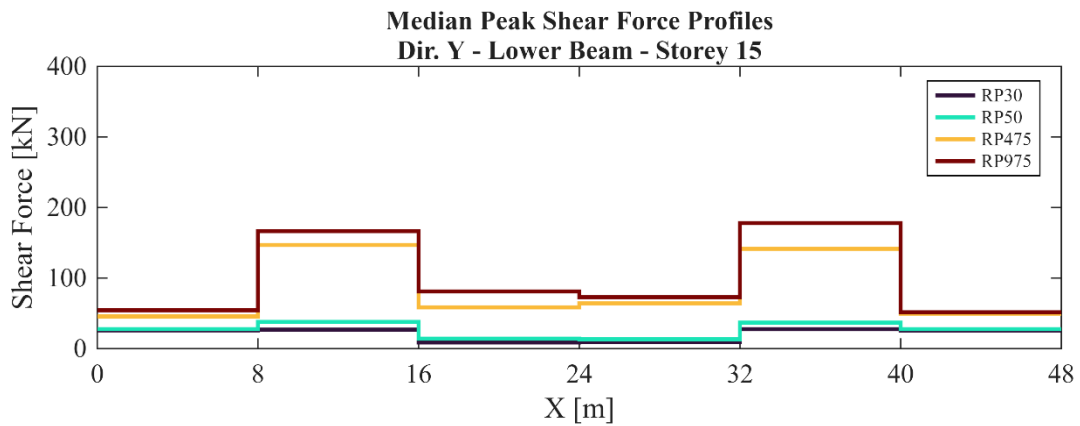
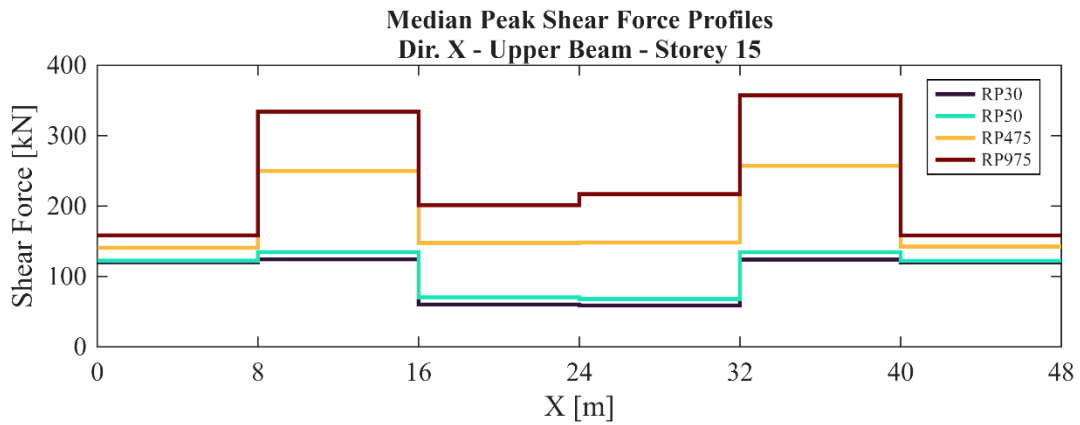
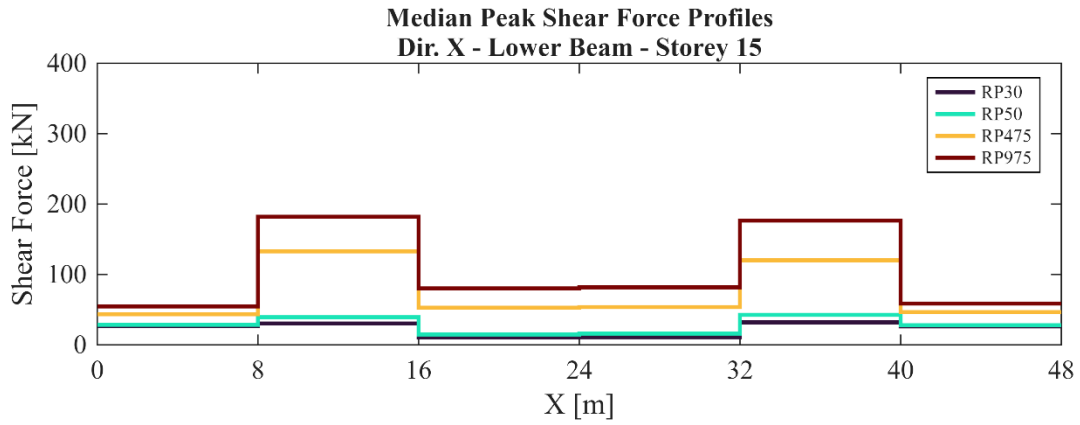


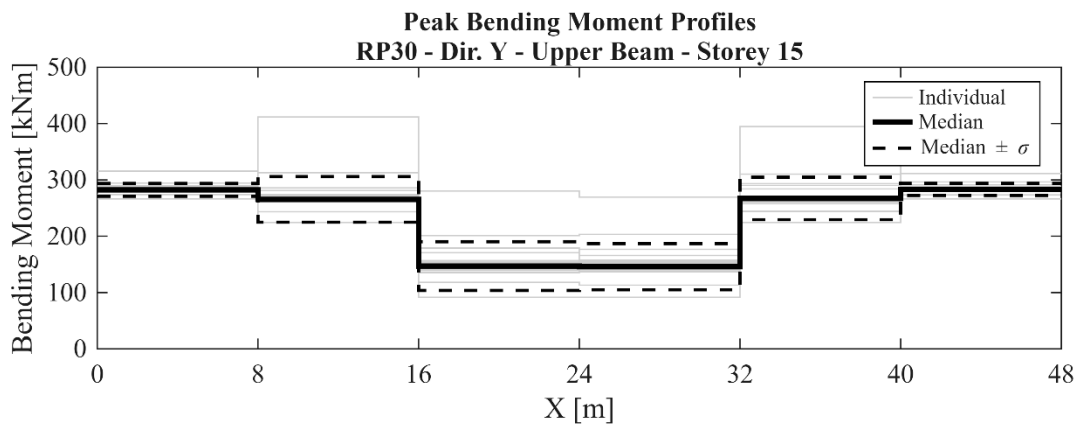
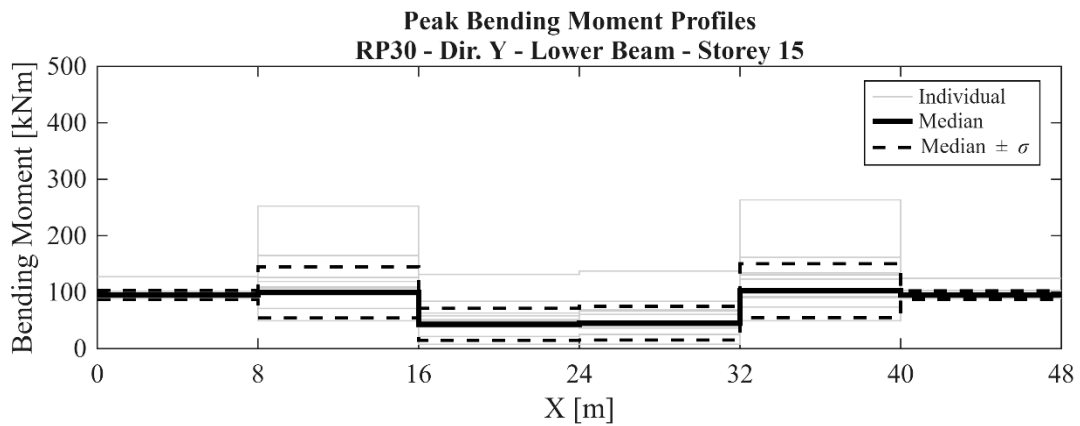
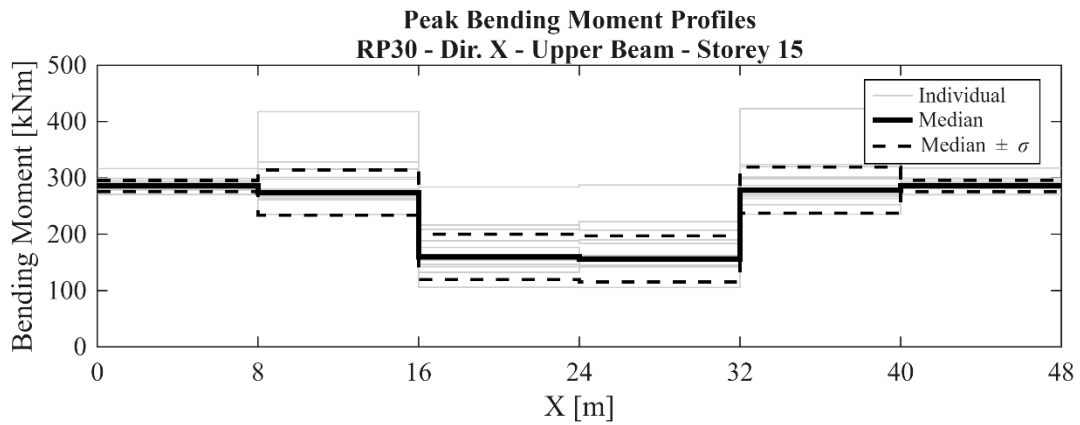
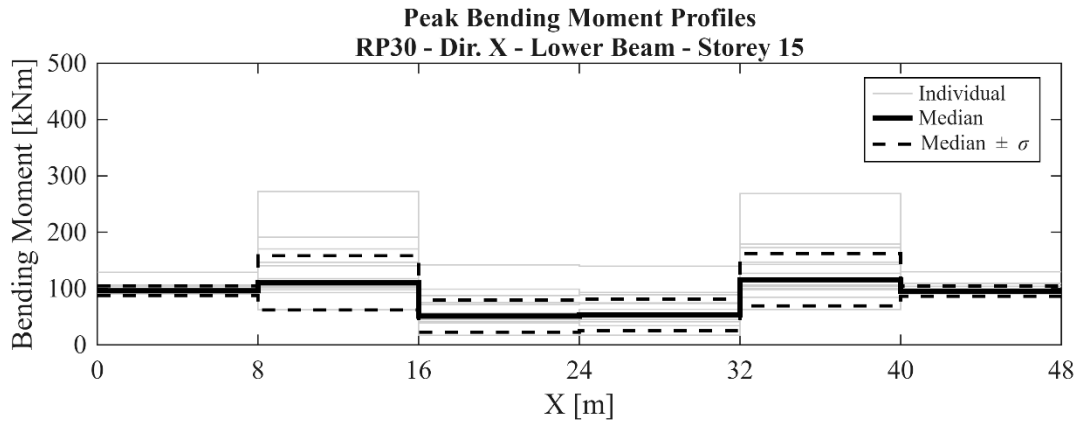


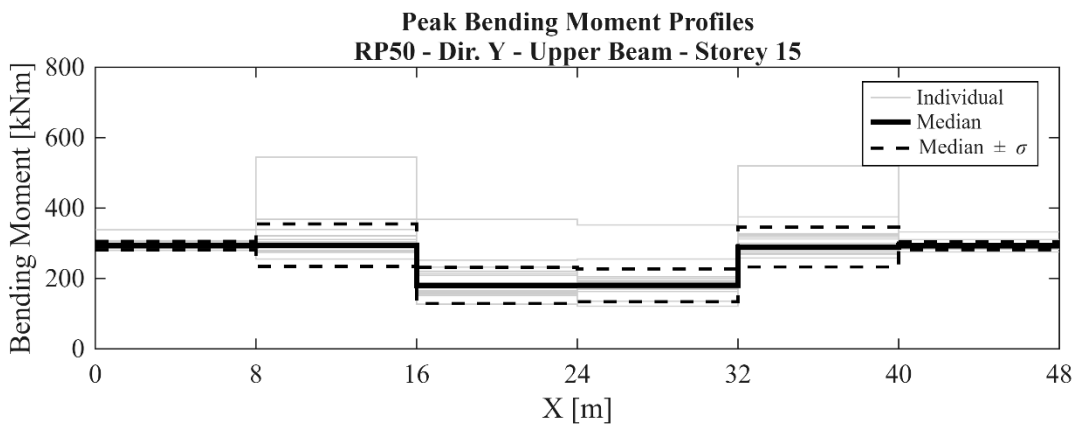
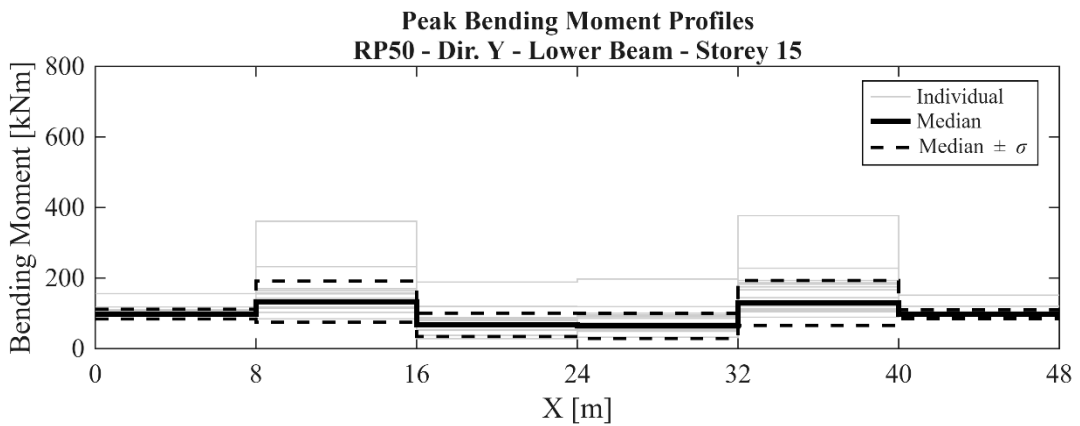
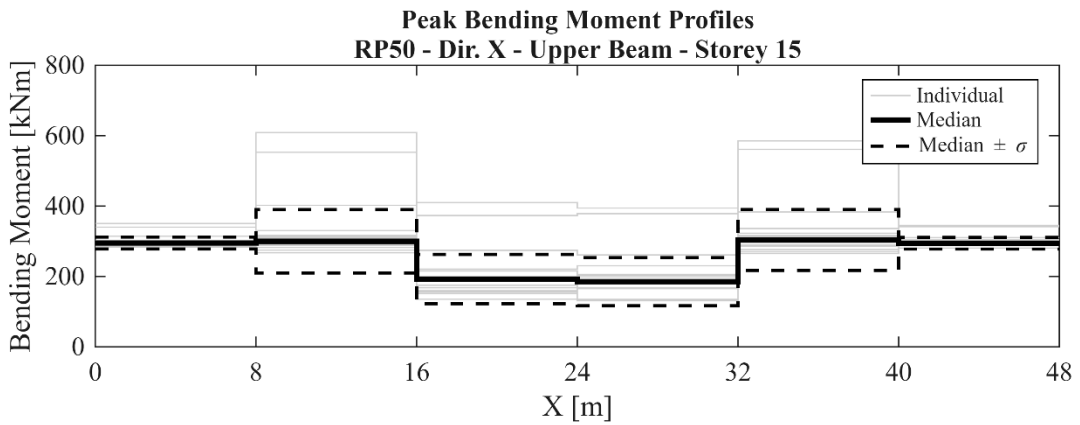
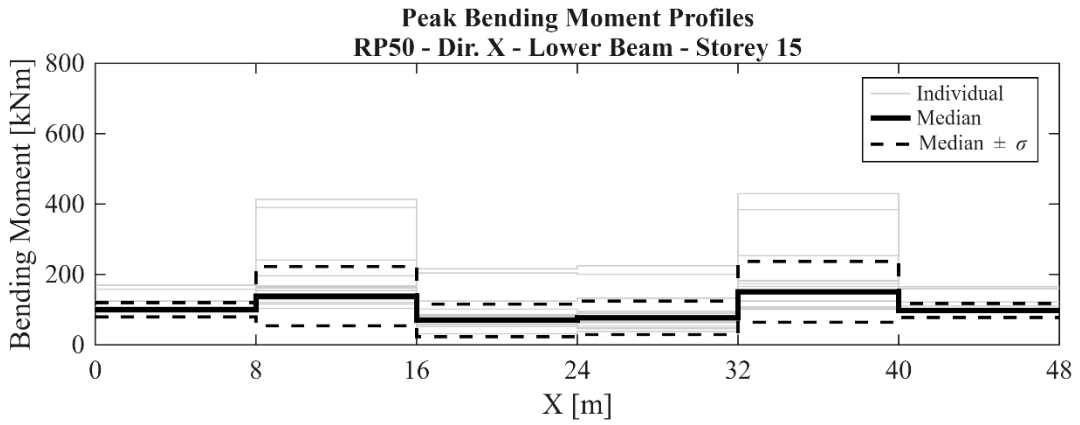


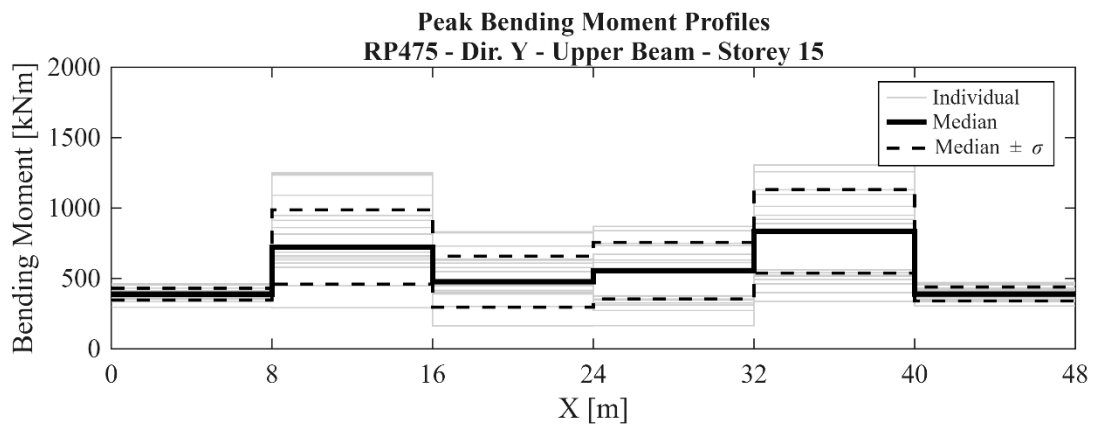
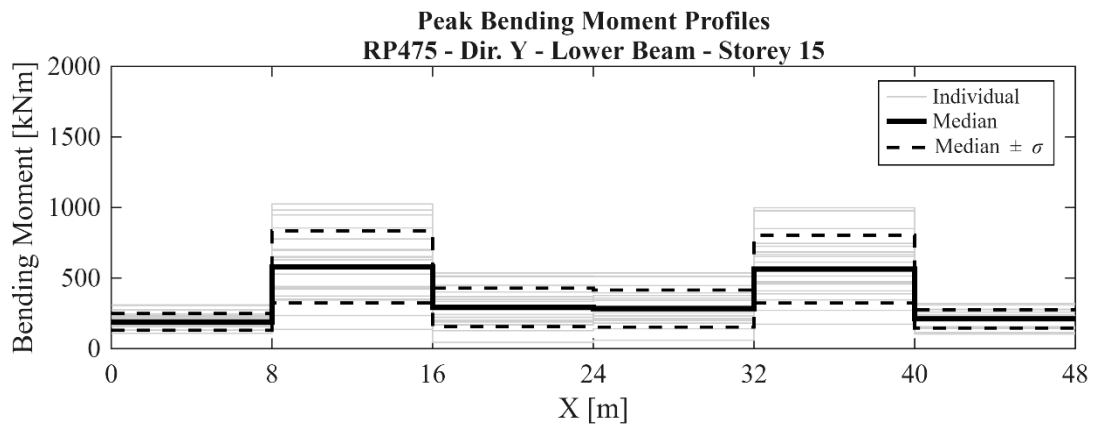
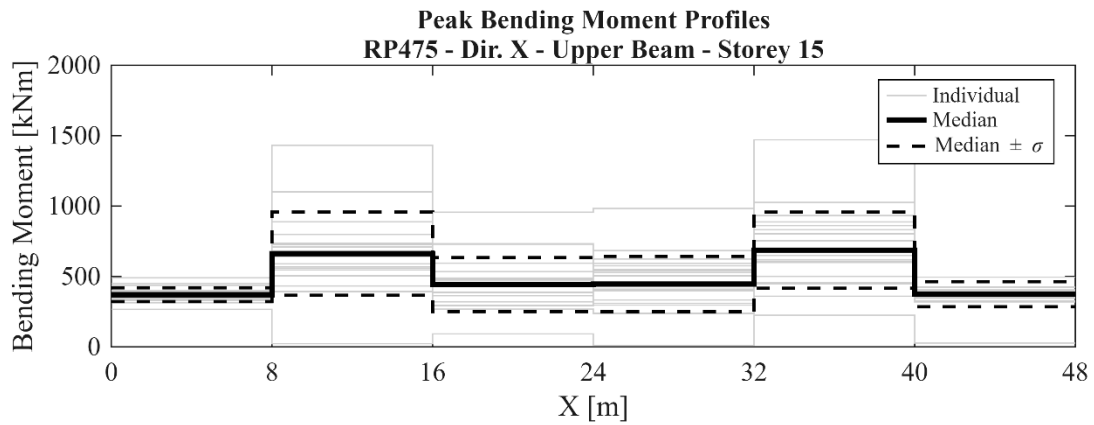
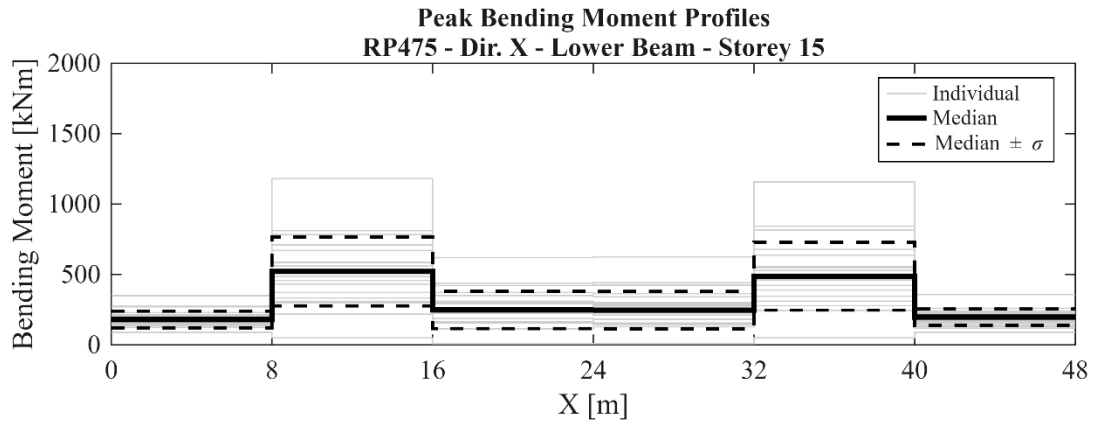


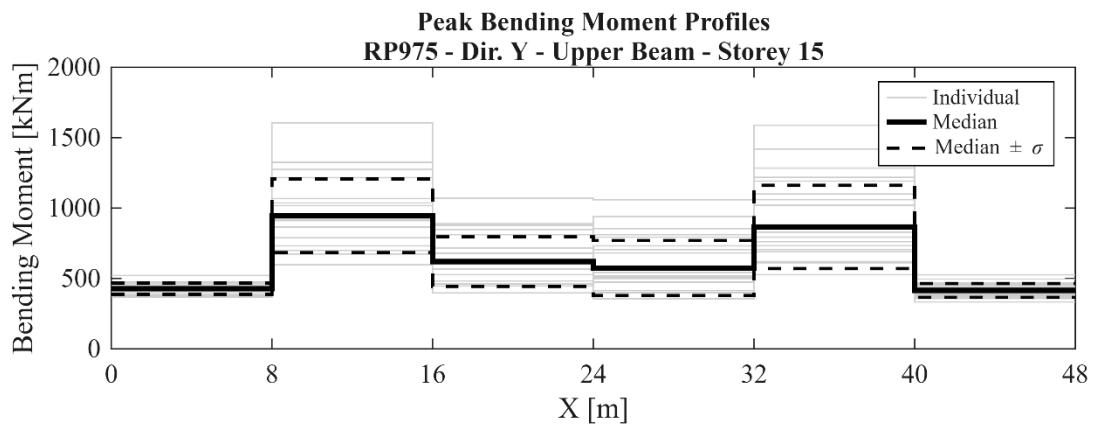
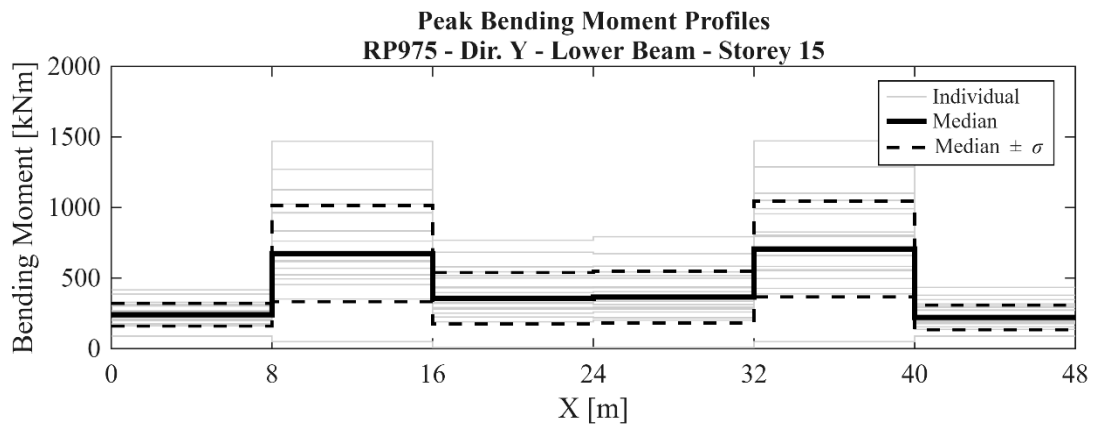
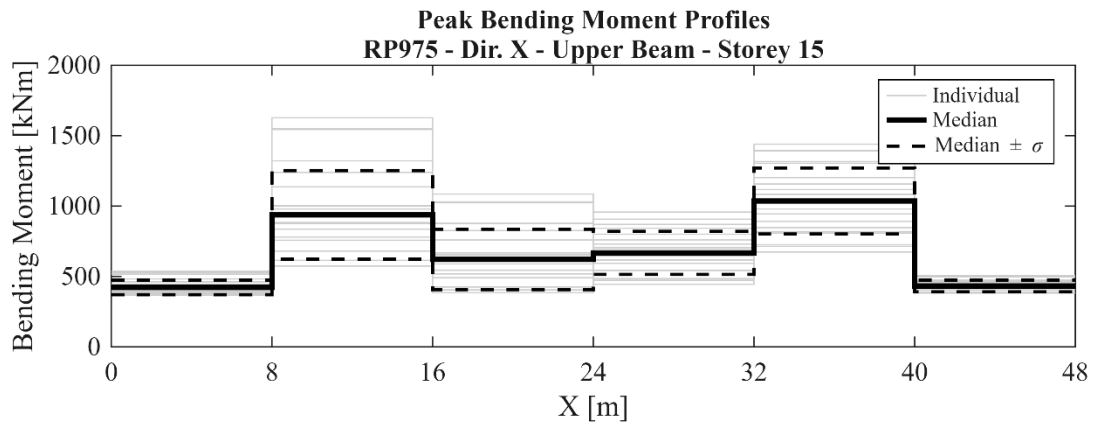
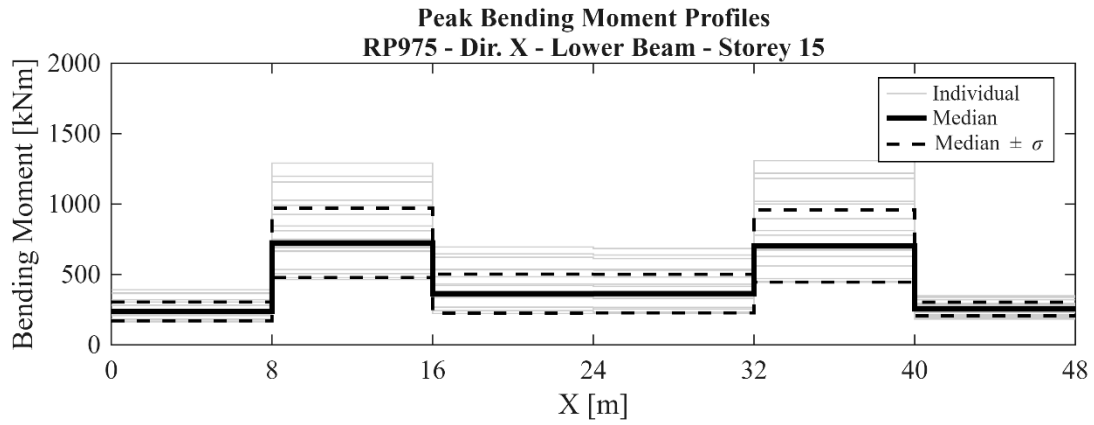




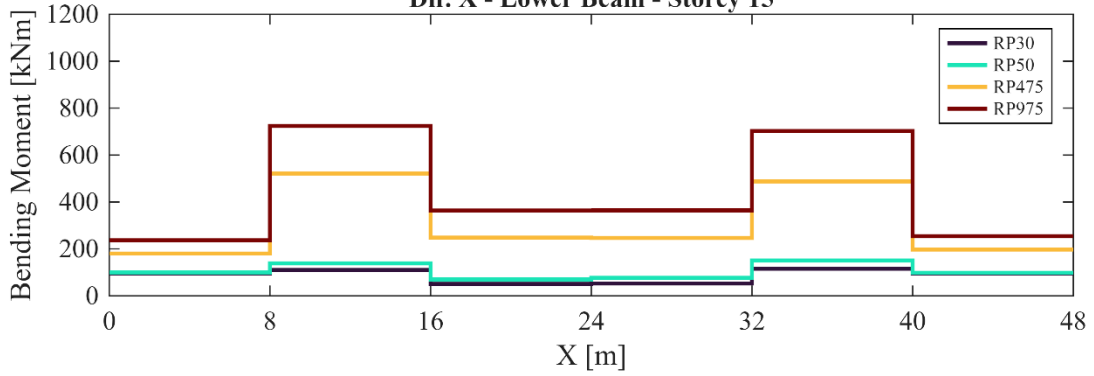




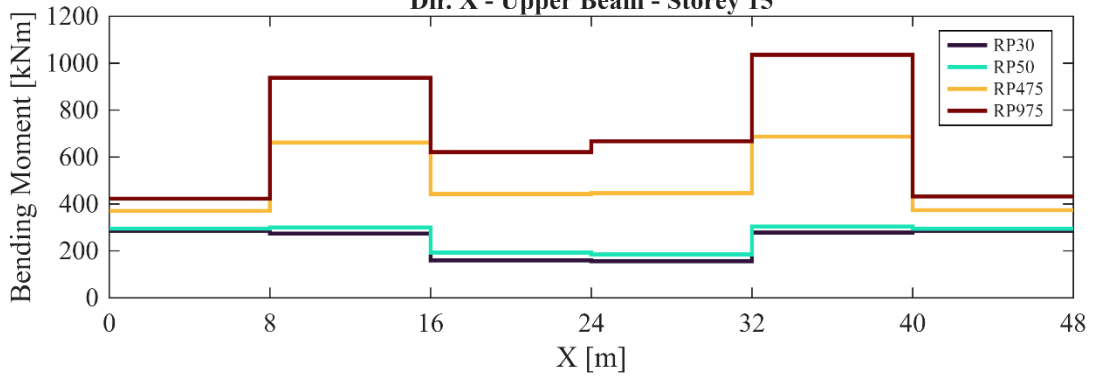




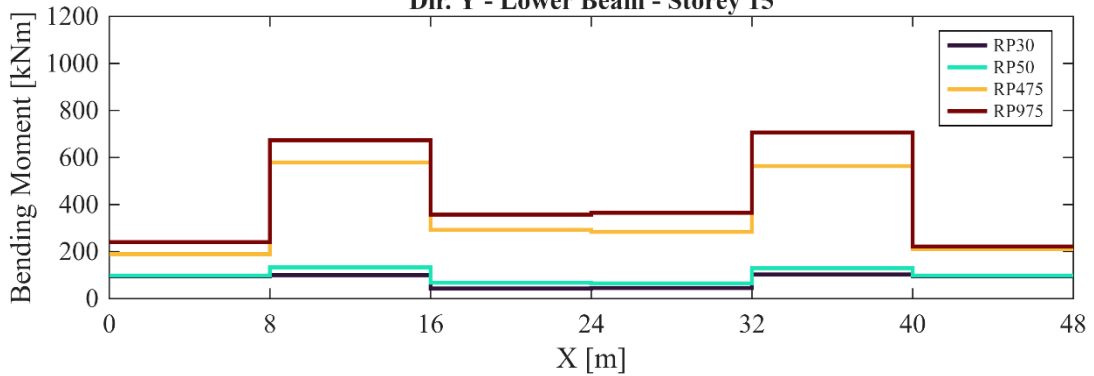
**Median Peak Bending Moment Profiles
Dir. X - Lower Beam - Storey 15**



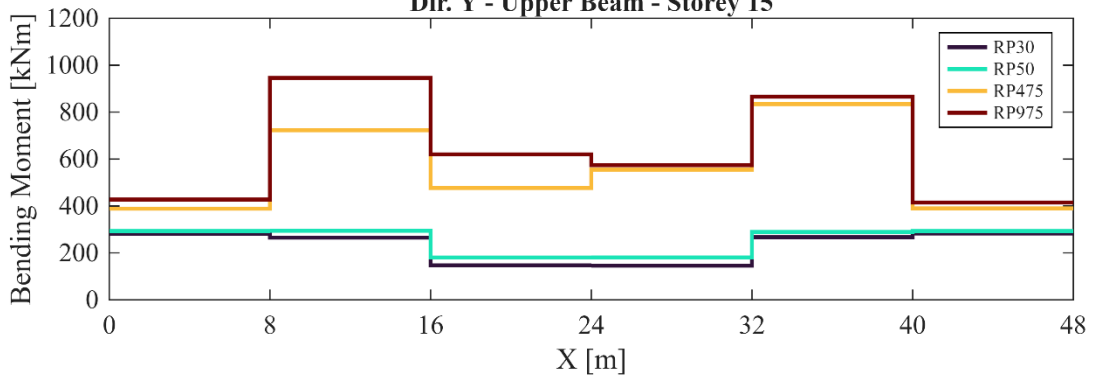
**Median Peak Bending Moment Profiles
Dir. X - Upper Beam - Storey 15**



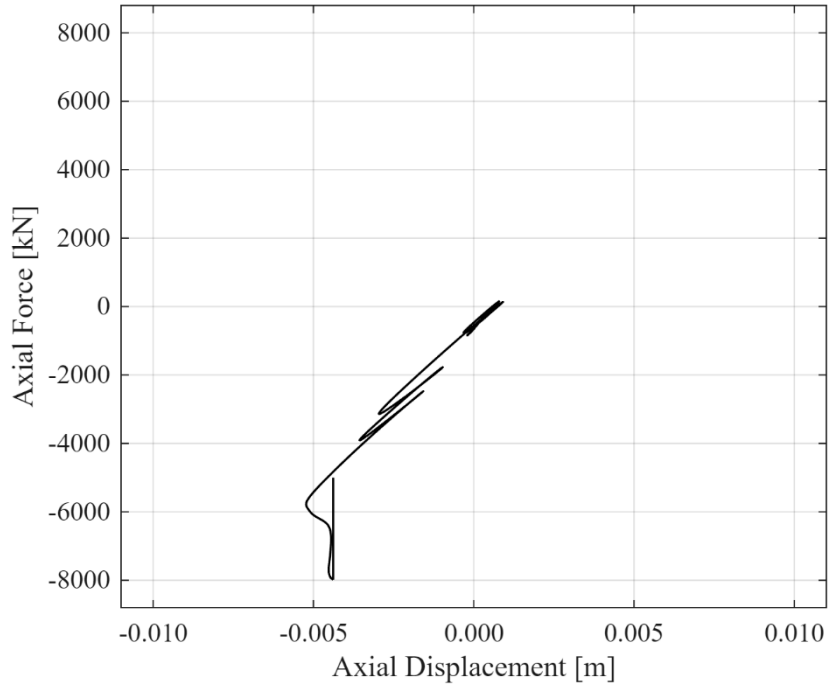
**Median Peak Bending Moment Profiles
Dir. Y - Lower Beam - Storey 15**



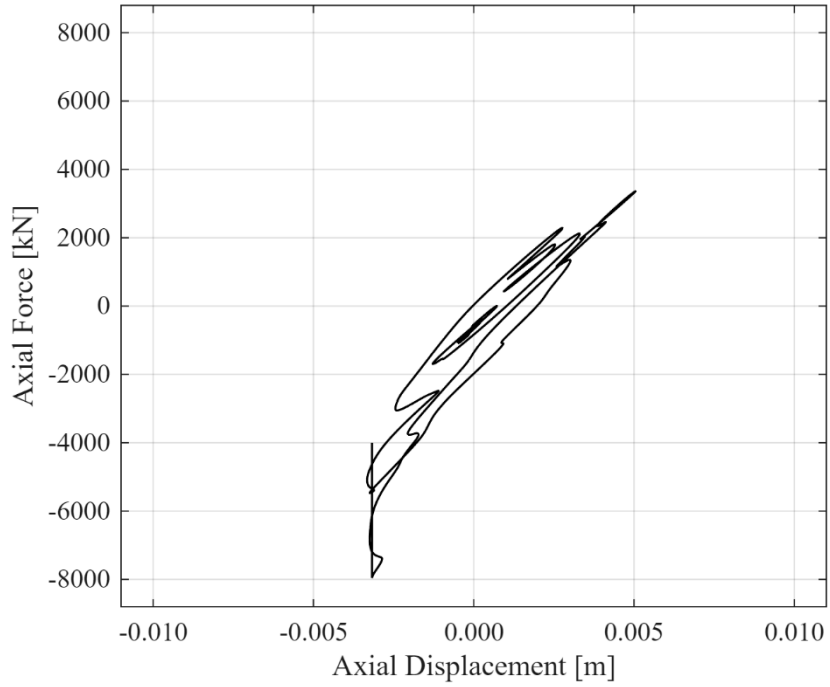
**Median Peak Bending Moment Profiles
Dir. Y - Upper Beam - Storey 15**



**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. X**



**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. Y**



Per quanto riguarda i profili degli spostamenti laterali, è confermata la stessa deformata a mensola osservata nel modello. In sommità, gli spostamenti mediani massimi risultano pari a 0.04 m (RP30, X) e 0.035 m (RP30, Y), salendo a 0.06 m (RP50, X) e 0.05 m (RP50, Y). Sotto le azioni sismiche più intense, la risposta non lineare e l'effetto dei modi superiori di vibrare portano ad un incremento più che proporzionale: si registrano picchi mediani di 0.22 m (RP475, X) e 0.25 m (RP475, Y), fino a raggiungere oltre 0.30 m (RP975, in X e Y). Analogamente al caso precedente, la dispersione dei risultati cresce all'aumentare dell'intensità e dell'altezza, raggiungendo valori massimi assoluti in sommità di circa 0.94 m (RP9975, X e Y).

Osservando i profili di *drift* interpiano, si nota come la presenza degli *outrigger* in corrispondenza del 15° e del 30° piano fornisca un efficace irrigidimento alla struttura. Di conseguenza, la massima domanda di *drift* tende a concentrarsi sopra i due terzi dell'altezza totale, nella fascia compresa tra i due piani tecnici. Per le intensità più frequenti, i valori mediani di *drift* si attestano intorno a 0.06 % (RP30, X), 0.05 % (RP30, Y) e 0.08 % (RP50, X e Y). Sotto l'effetto dei sismi più intensi, i valori salgono a 0.32 % (RP475, X) e a 0.36 % (RP475, Y), con picchi massimi di 0.50 % (RP975, X) e 0.44 % (RP975, Y). Osservando i grafici riassuntivi delle mediane, i picchi di *drift* interpiano si confermano anch'essi sopra i due terzi dell'altezza totale della struttura, raggiungendo valori massimi di 1.15% (RP9975, X) e di 1.22% (RP9975, Y).

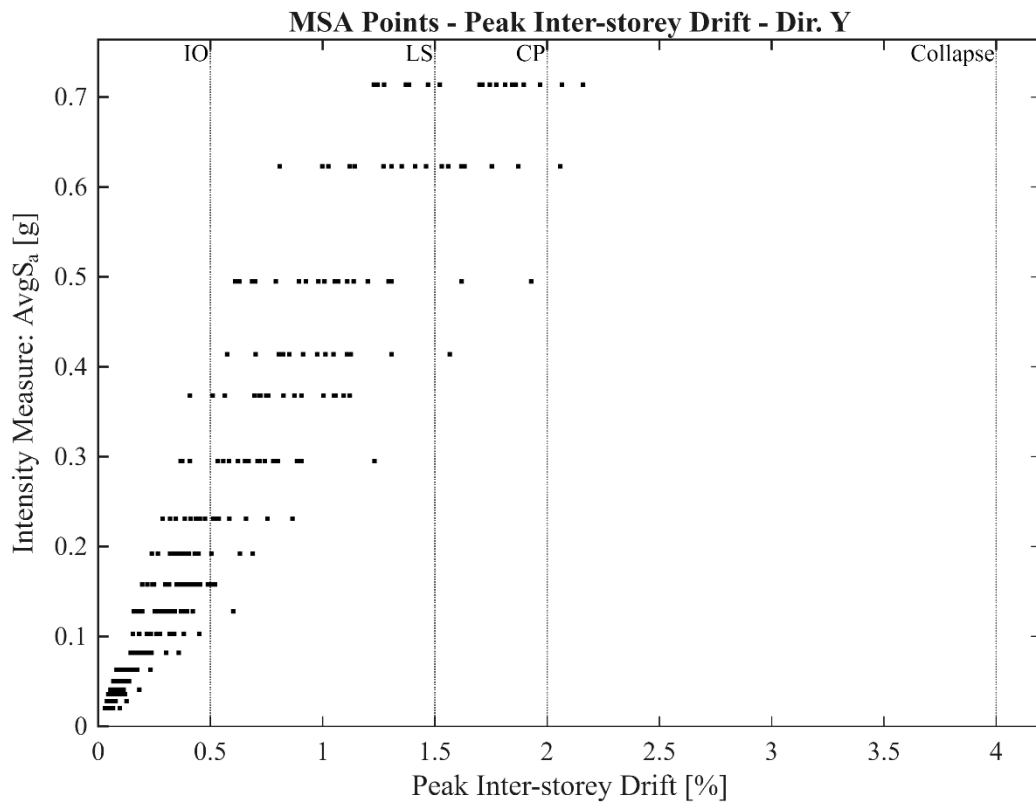
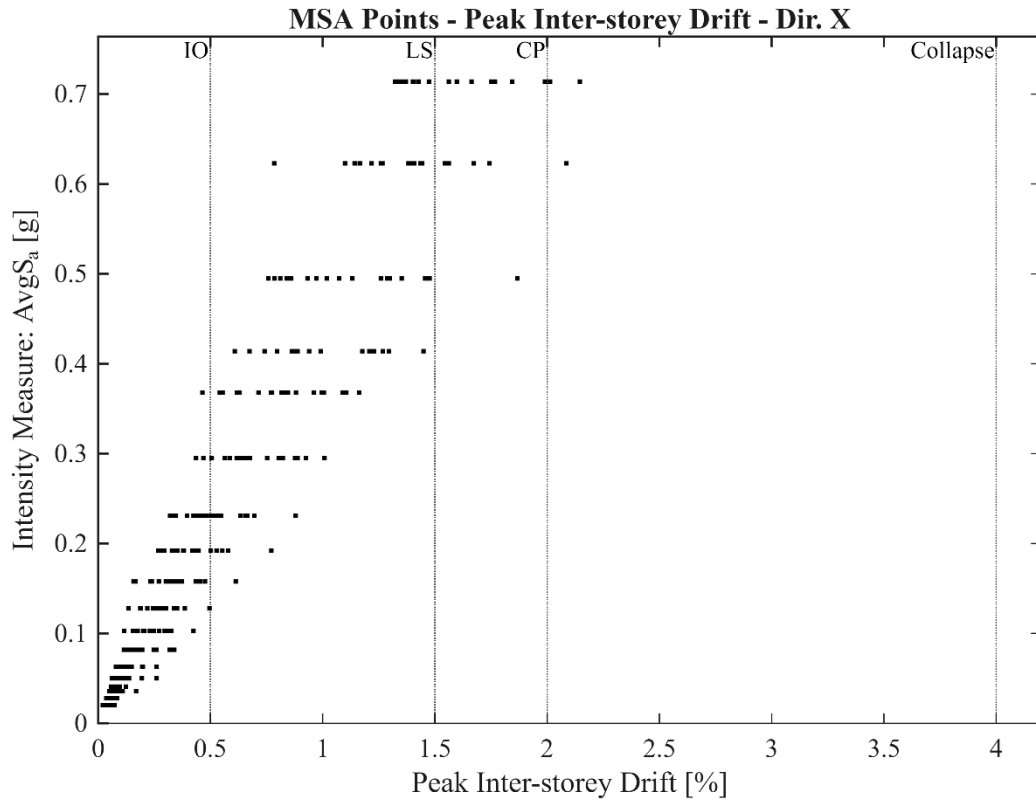
Le accelerazioni assolute di piano mostrano un andamento con picchi assoluti inferiori rispetto alla struttura più bassa. Per i terremoti meno intensi, si raggiungono valori di 0.04 g (RP30, X e Y) e 0.06 g (RP50, X e Y), mentre subiscono un notevole incremento per i sismi più intensi. Si raggiungono infatti i 0.31 g (RP475, X) e 0.23 g (RP475, Y), toccando in sommità picchi pari a 0.35 g (RP975, X) e 0.33 g (RP975, Y). Anche in questo caso, il contributo di irrigidimento fornito dagli *outrigger* determina una drastica riduzione del *drift* interpiano a discapito di un aumento considerevole nella domanda di accelerazione in corrispondenza di entrambi i piani tecnici. Infine, anche per questa struttura, i grafici delle curve mediane evidenziano come le accelerazioni massime raggiungano valori pari a 1.05 g (RP9975, X) e 1.15 g (RP9975, Y).

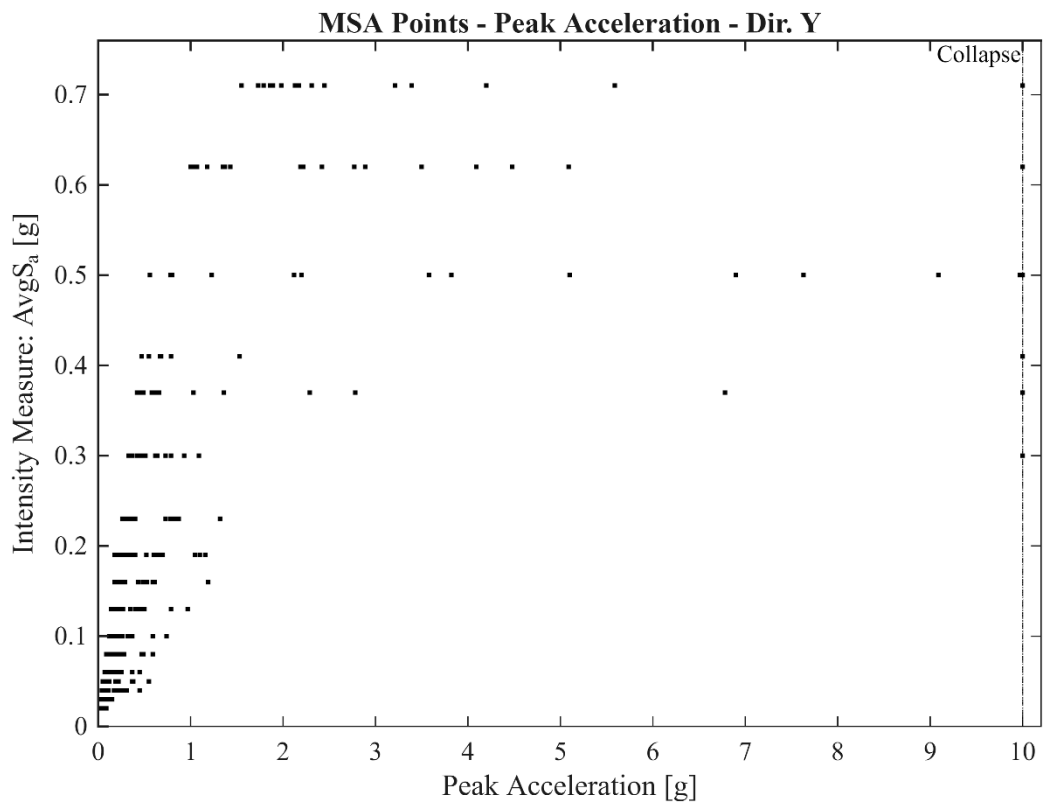
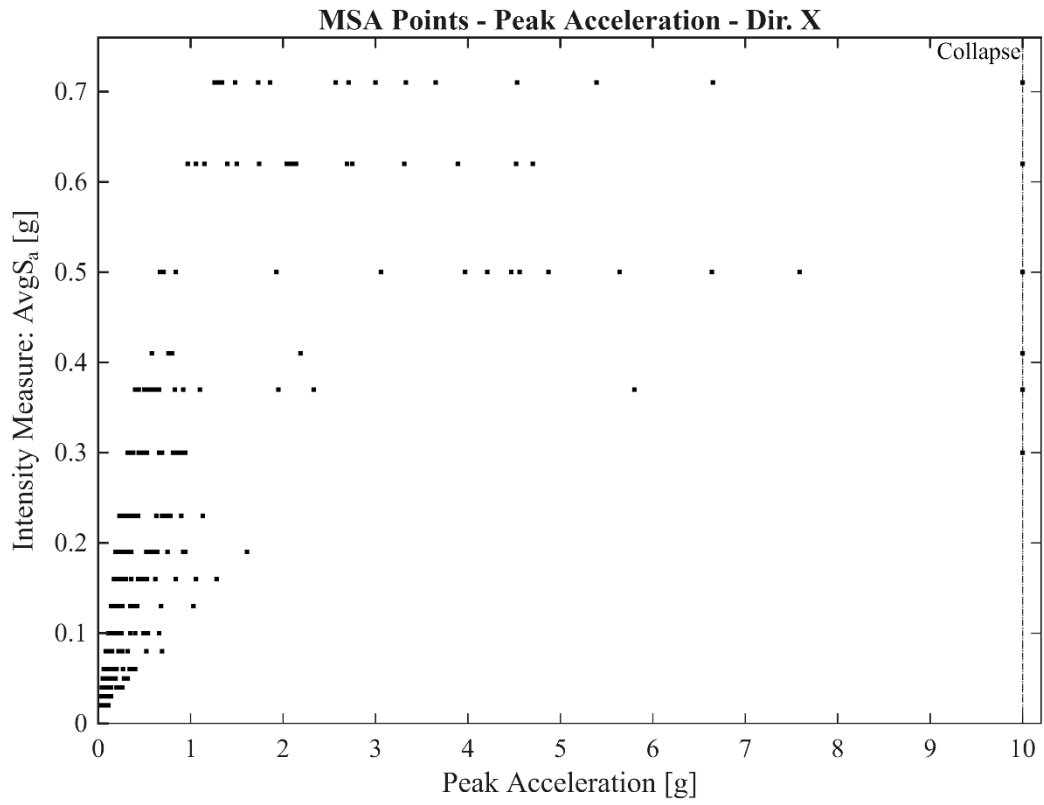
Nei diagrammi delle azioni interne sulle colonne centrali si possono notare le due discontinuità in corrispondenza del 15° e del 30° piano. I tagli massimi mediani per i sismi più frequenti si attestano su valori contenuti, pari a 20 kN (RP30, X e Y), per poi

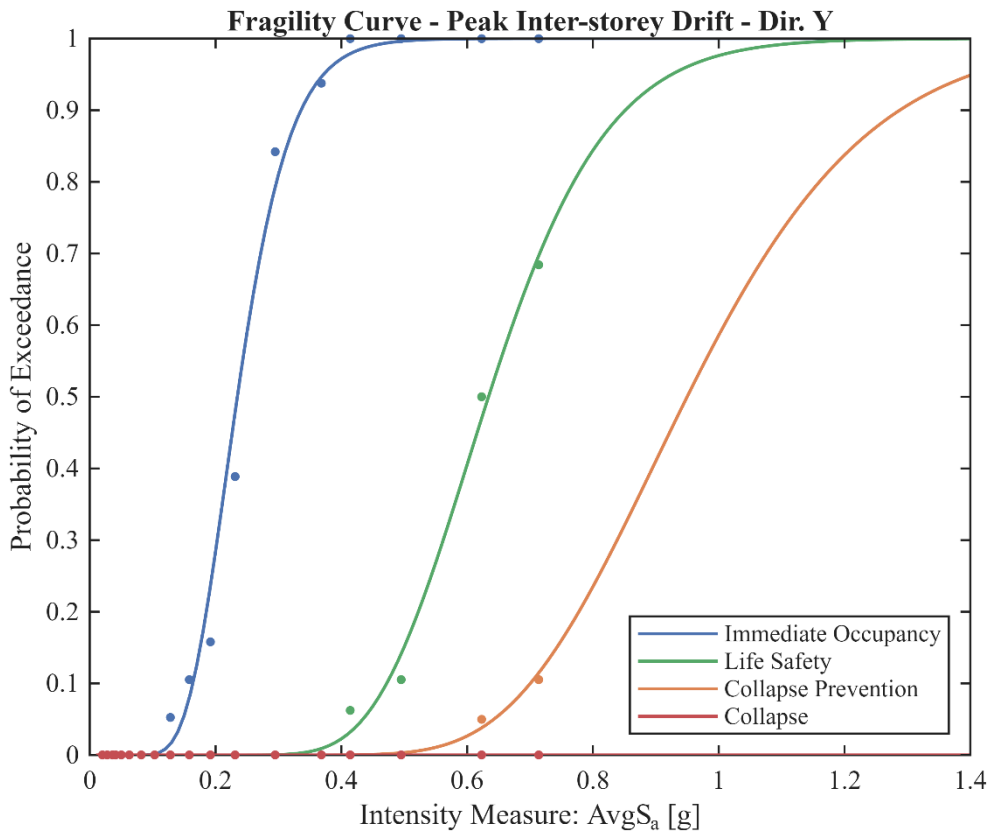
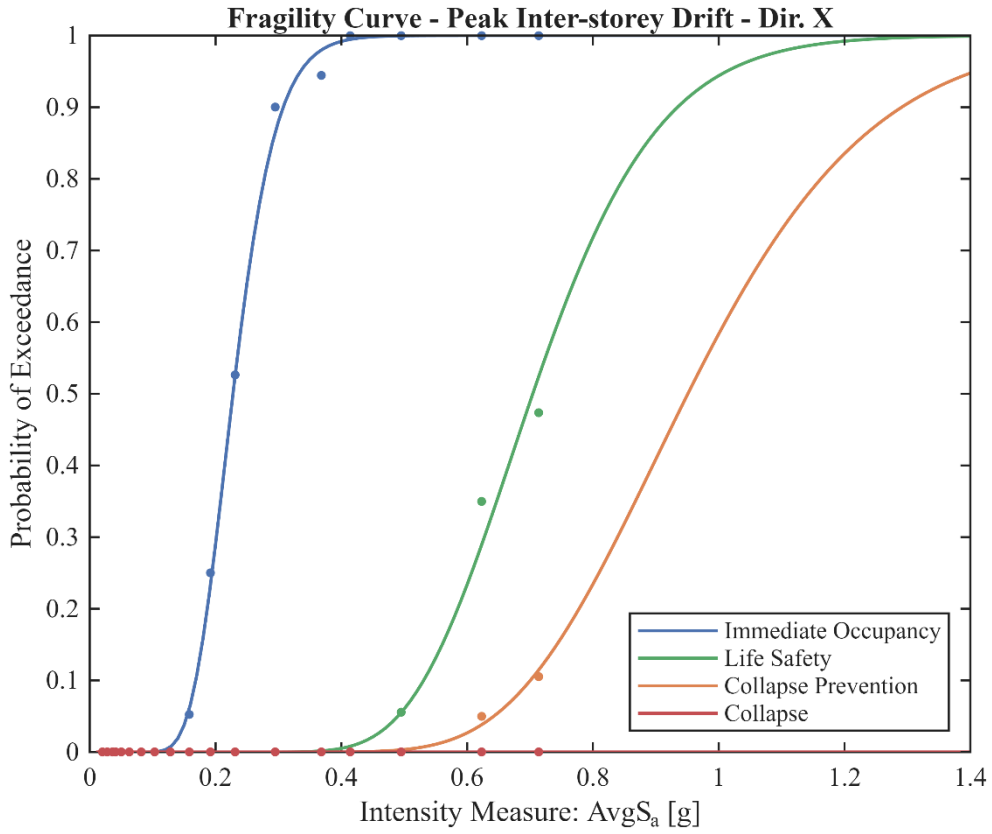
salire a 36 kN (RP50, X) e 31 kN (RP50, Y). Sotto l'effetto di azioni sismiche più intense, si osserva un incremento delle sollecitazioni di taglio, che raggiungono i 130 kN (RP475, X) e 150 kN (RP475, Y), fino a toccare picchi di 200 kN (RP975, X e Y). È possibile notare un comportamento analogo anche per i momenti flettenti massimi, con valori pari a 40 kNm (RP30, X) e 36 kNm (RP30, Y), fino a circa 60 kNm (RP50, X e Y). Per i periodi di ritorno più elevati, si registrano valori di 240 kNm (RP475, X) e 260 kNm (RP475, Y), fino a 340 kNm (RP975, X) e 360 kNm (RP975, Y).

Proseguendo, si riportano i grafici relativi all'*outrigger* del 15° piano. Anche in questo caso si conferma la concentrazione degli sforzi nelle campate centrali con trasferimenti di carico assiale elevati verso le colonne perimetrali. Le azioni assiali si mantengono su ordini di grandezza molto elevati: si raggiungono valori di circa 3500 kN (RP975, X e Y) per la trave inferiore e quasi 5000 kN (RP975, X e Y) per la trave superiore dell'*outrigger*. Infine, per caratterizzare il comportamento locale, viene riportata la curva di capacità di uno dei controventi più critici (situato al piano terra). Osservando i cicli di isteresi, si possono fare le stesse considerazioni del modello precedente, con la differenza che i valori di rottura per azione assiale si attestano a 8000 kN in compressione sia in direzione X sia in direzione Y.

4.2.2. Punti MSA e Curve di Fragilità







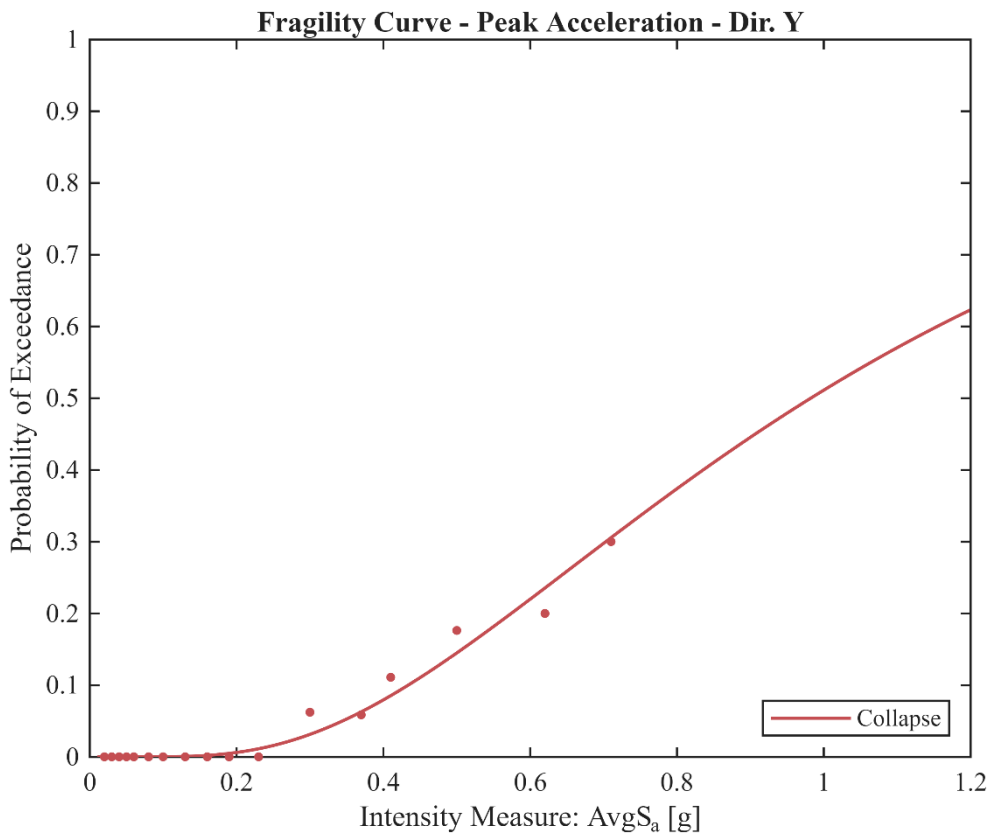
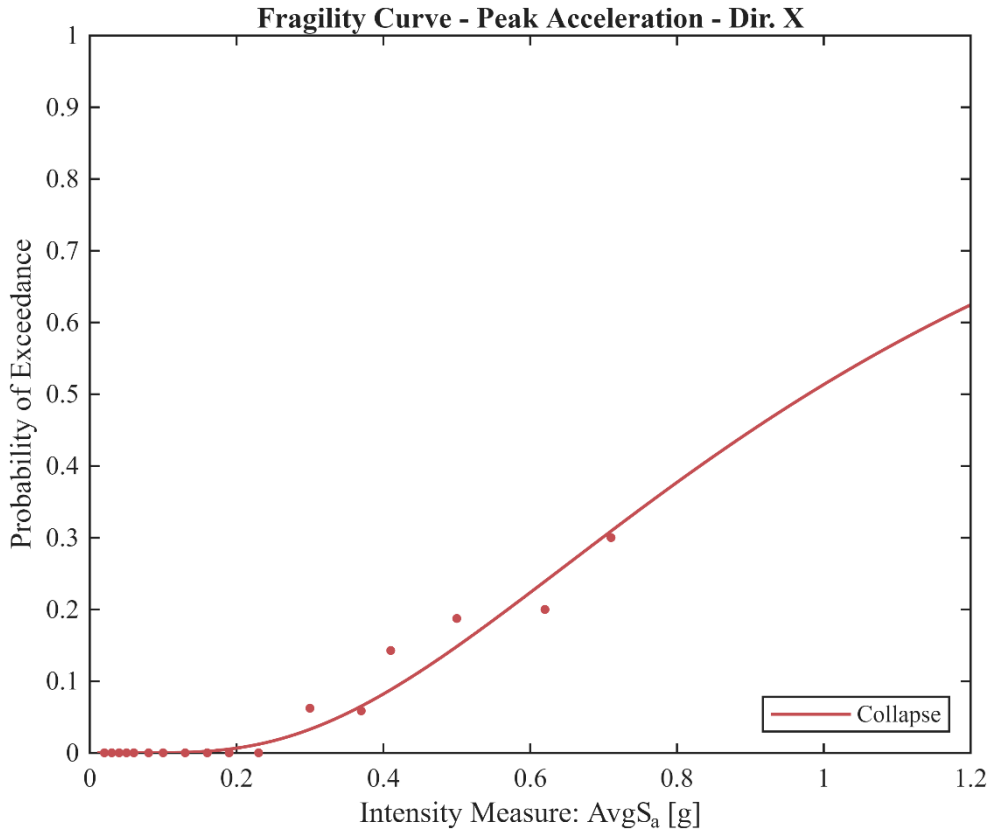


Tabella 23: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.228	0.235	0.999
<i>Life Safety</i>	0.704	0.221	0.979
<i>Collapse Prevention</i>	0.951	0.239	0.980
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 24: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.235	0.280	0.994
<i>Life Safety</i>	0.634	0.230	0.995
<i>Collapse Prevention</i>	0.950	0.238	0.980
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 25: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.978	0.643	0.949

Tabella 26: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione Y.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.982	0.638	0.970

Per quanto riguarda il modello da 30 piani, i primi quattro grafici presentano la dispersione dei punti *MSA*, ottenuti mantenendo la medesima impostazione delle 18 strisce orizzontali di intensità sismica (fino a 0.714 g). Come già illustrato per la configurazione precedente, l'evoluzione della domanda strutturale viene valutata sia in termini di *drift* interpiano di picco, sia in funzione dell'accelerazione assoluta massima di piano, confermando l'applicazione del limite di collasso posto a 10 g.

Le successive curve di fragilità mostrano un andamento coerente per entrambe le direzioni X e Y, confermando sostanzialmente il comportamento strutturale già osservato

per l'edificio da 15 piani. Analizzando la prima coppia di curve, definite in termini di *drift* interpiano, si nota come anche per questo edificio non si verificano occorrenze per lo stato limite di *Collapse* per l'intero intervallo di intensità indagato. Questo risultato ribadisce come la struttura, il cui dimensionamento è governato dai carichi gravitazionali, mantenga ampie riserve di capacità rispetto alla domanda sismica in termini di spostamenti.

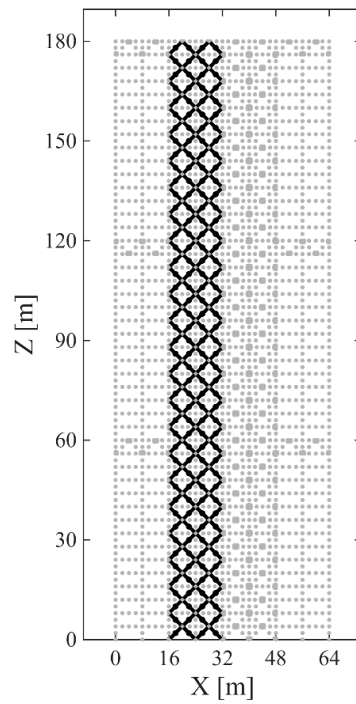
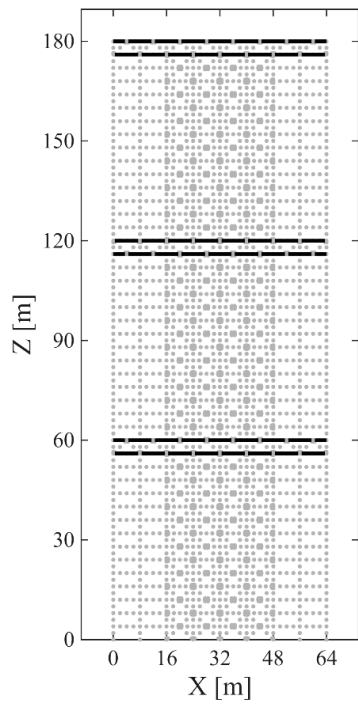
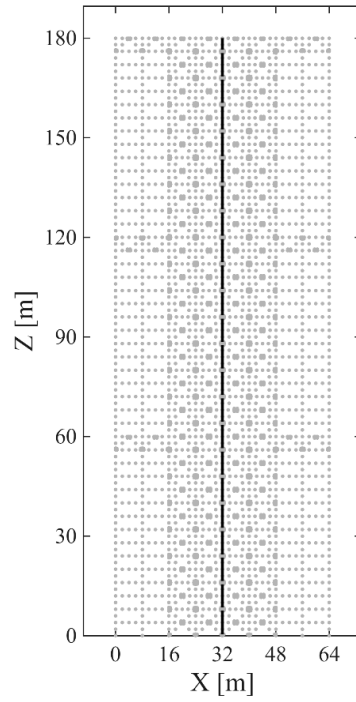
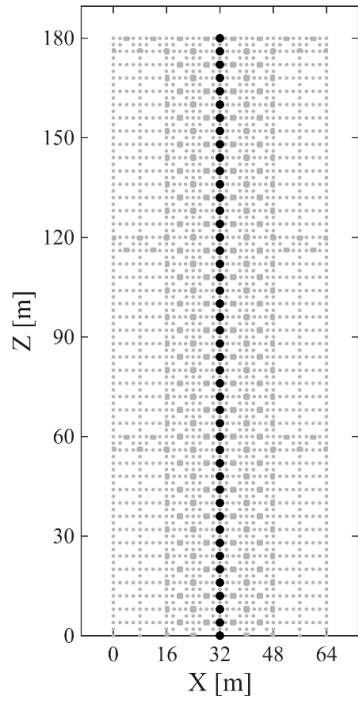
Passando invece alle ultime due curve di fragilità, che descrivono la probabilità di superamento dello stato limite di *Collapse* per l'accelerazione massima di piano, si osserva una vulnerabilità inferiore rispetto al modello più basso. La probabilità di collasso cresce all'aumentare dell'intensità, ma in modo più contenuto: all'intensità massima indagata di 0.714 g, la probabilità si attesta intorno al 20-30 %, (come confermato dai valori mediani θ molto alti, pari a 0.978 g e 0.982 g).

Nonostante le minori probabilità di superamento, si conferma quanto evidenziato per il modello precedente: il raggiungimento dello stato limite di *Collapse* è governato dalle elevate accelerazioni di piano (critiche soprattutto per gli elementi non strutturali, il cui danneggiamento potrebbe compromettere la funzionalità dell'edificio), piuttosto che dagli spostamenti globali del sistema principale.

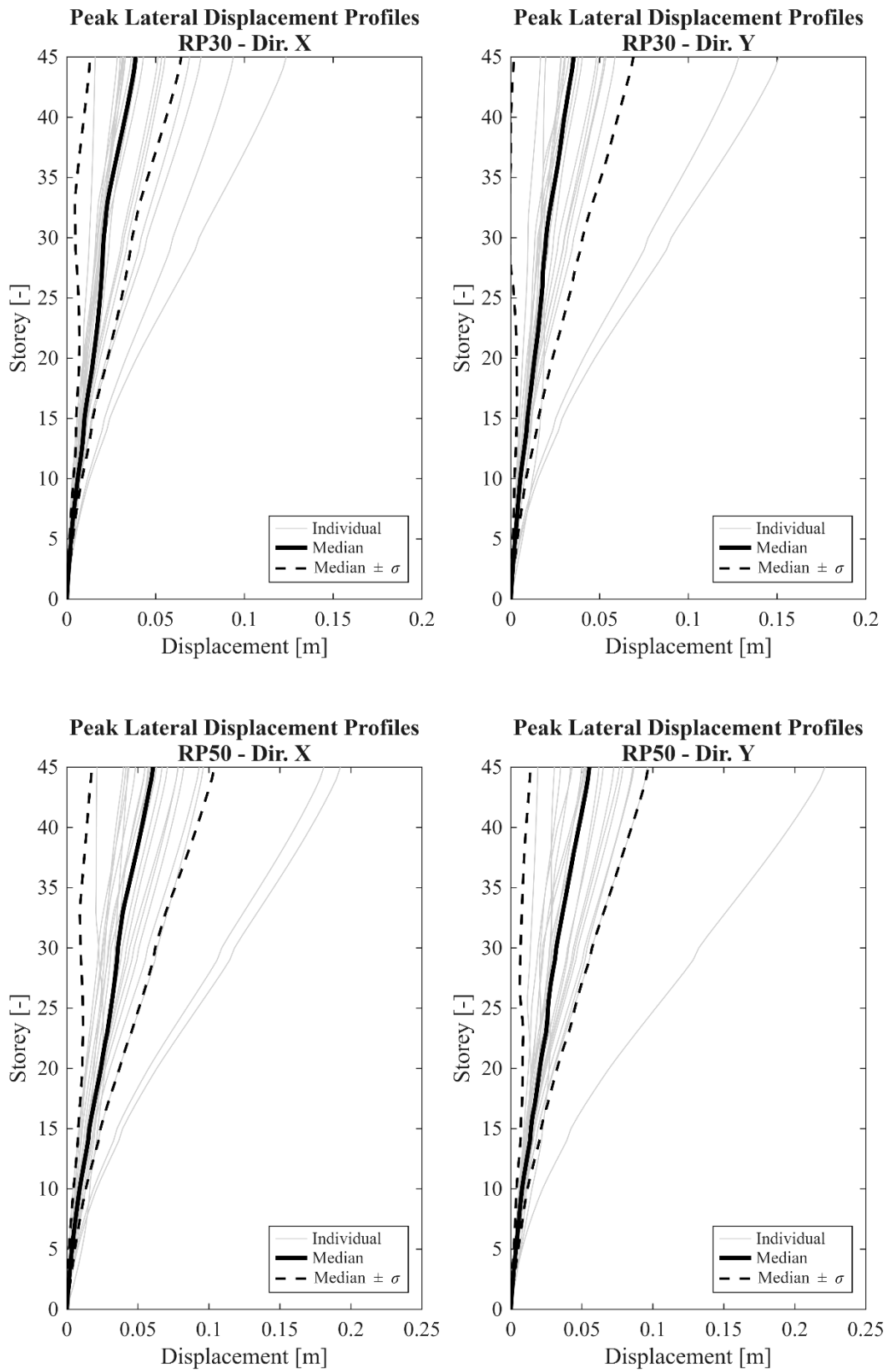
Infine, i parametri statistici riepilogati nelle Tabelle dalla 23 alla 26 confermano, attraverso i valori di R^2 costantemente prossimi all'unità, l'ottimo adattamento del modello utilizzato.

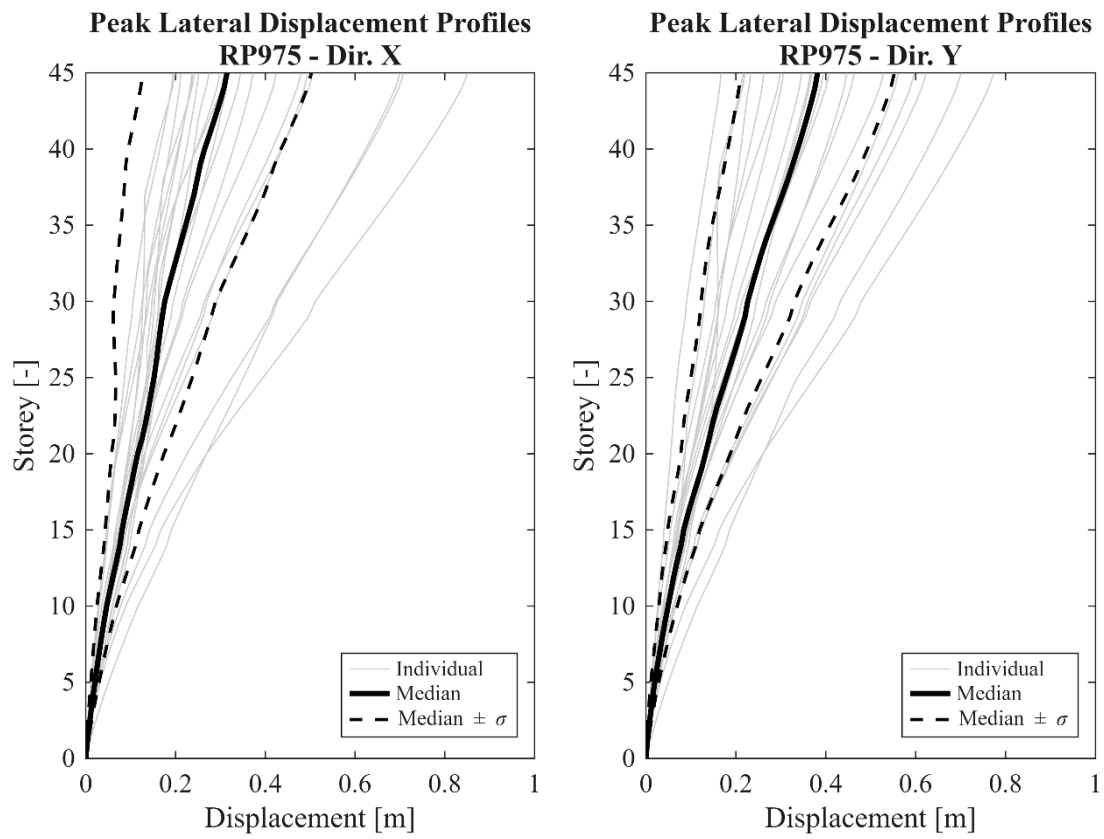
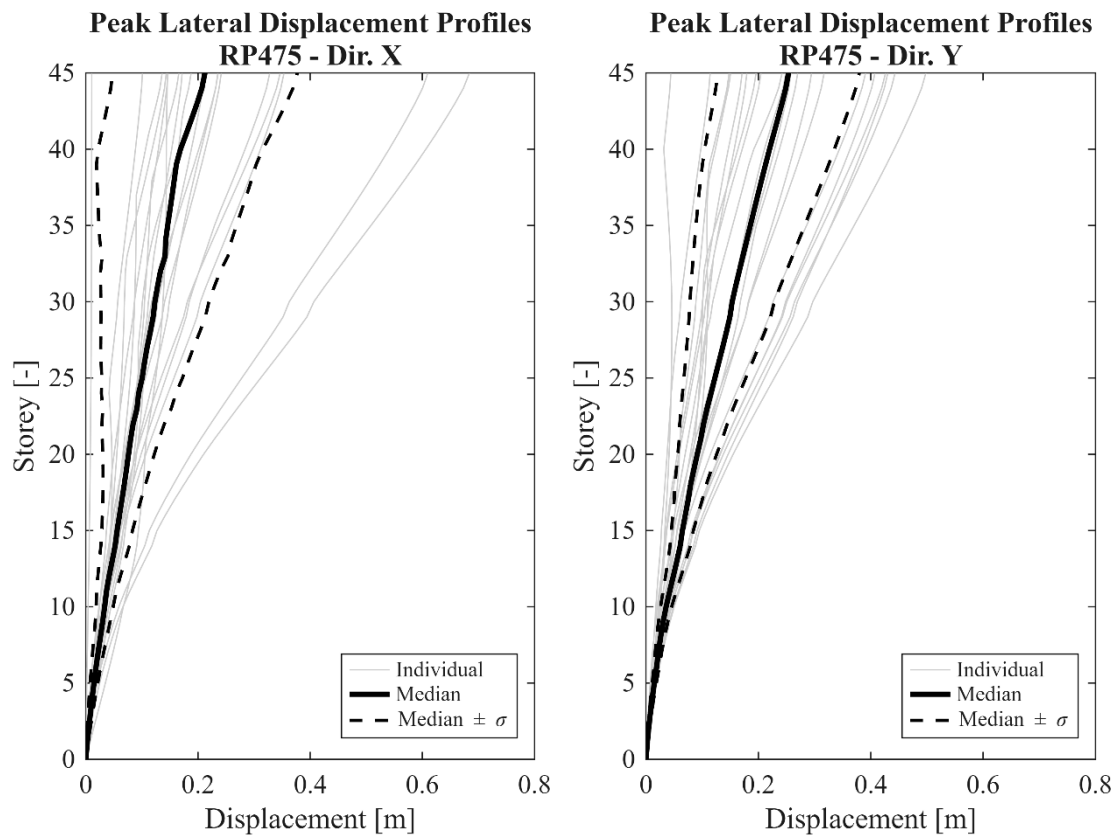
4.3. Edificio 3 (45 piani, 180 m)

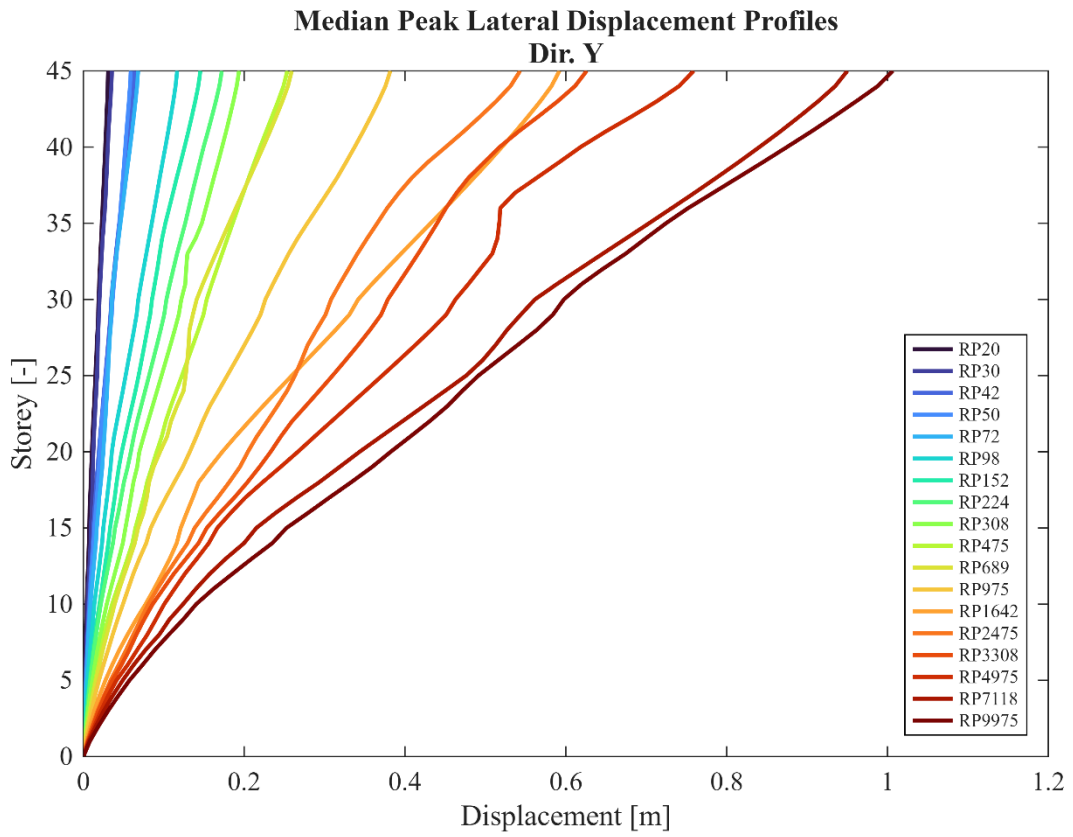
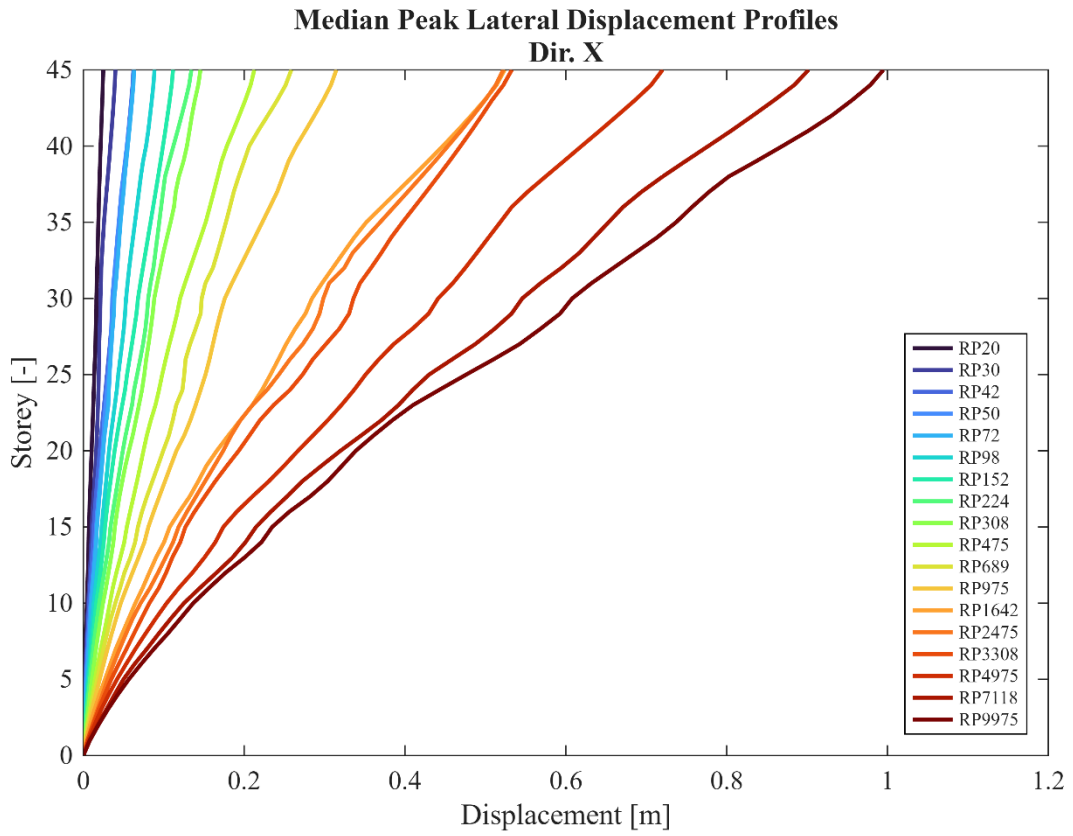
Si riportano i nodi e gli elementi registrati per il modello da 45 piani.

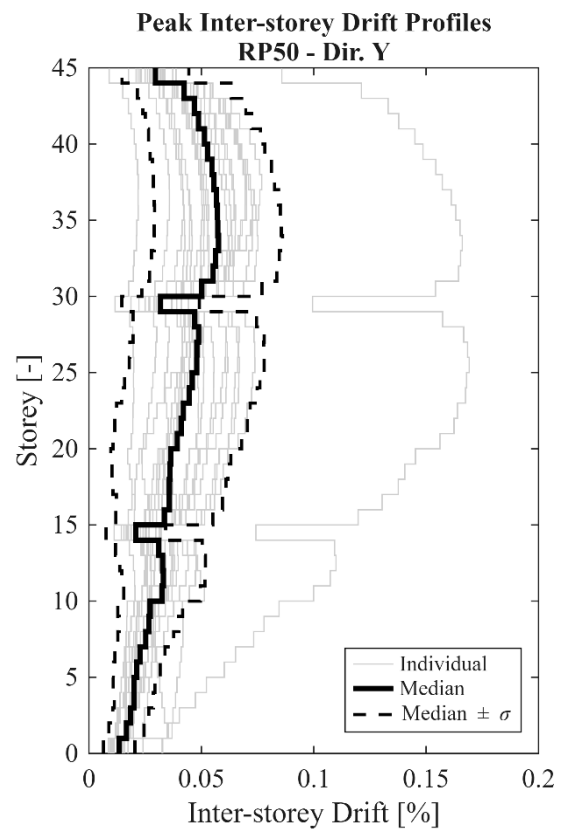
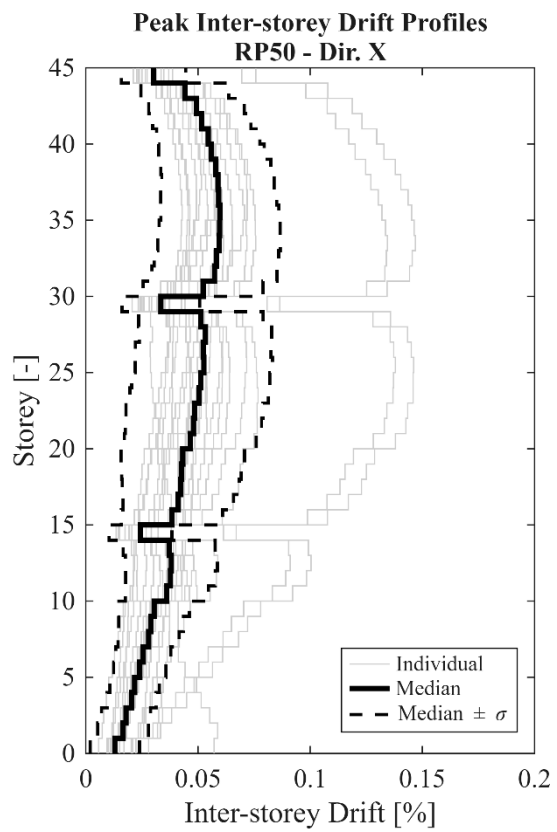
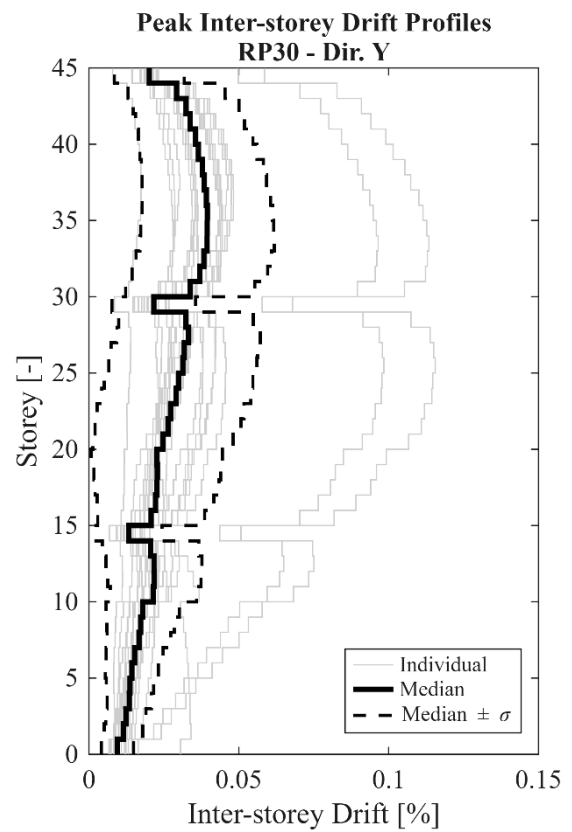
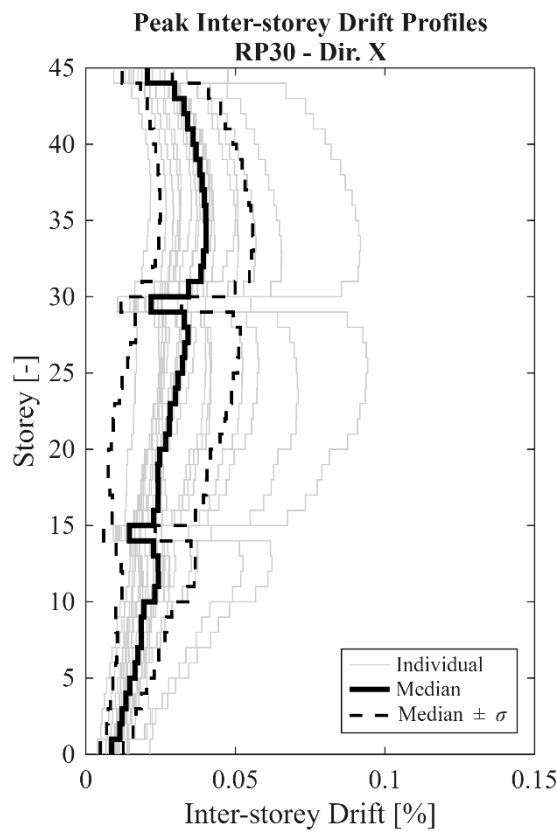


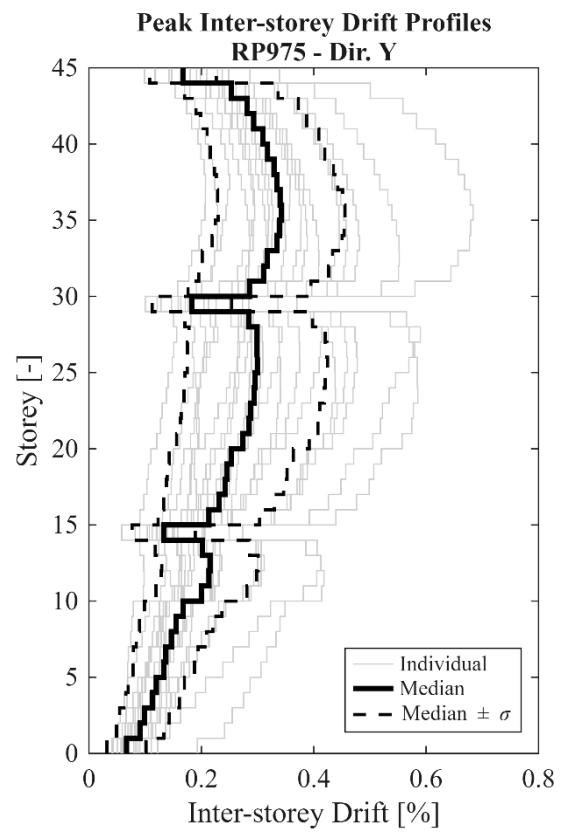
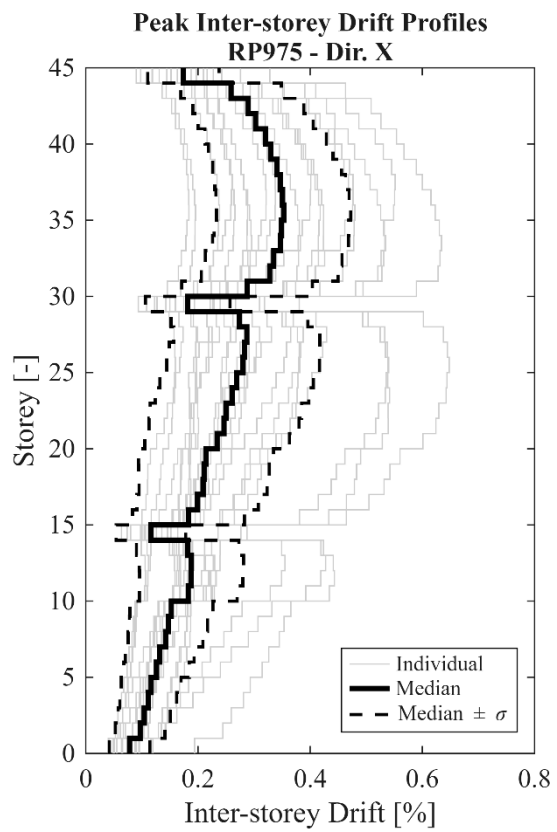
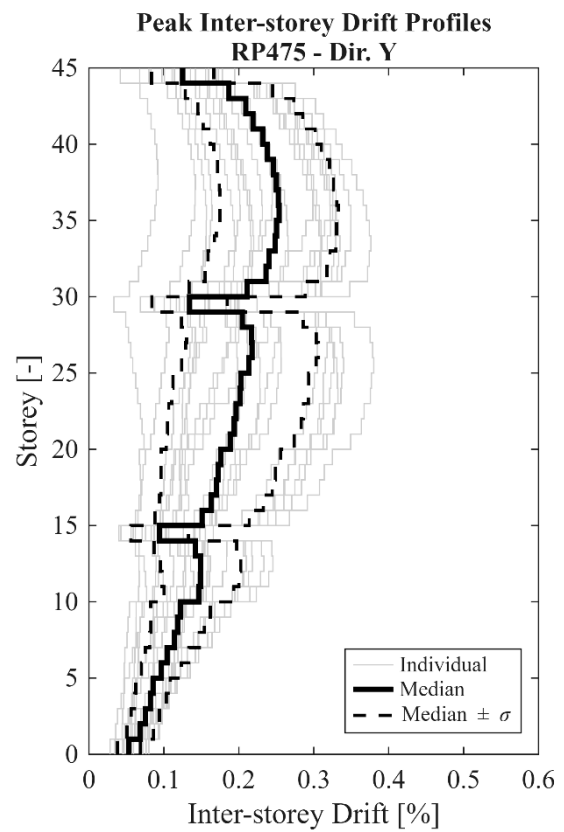
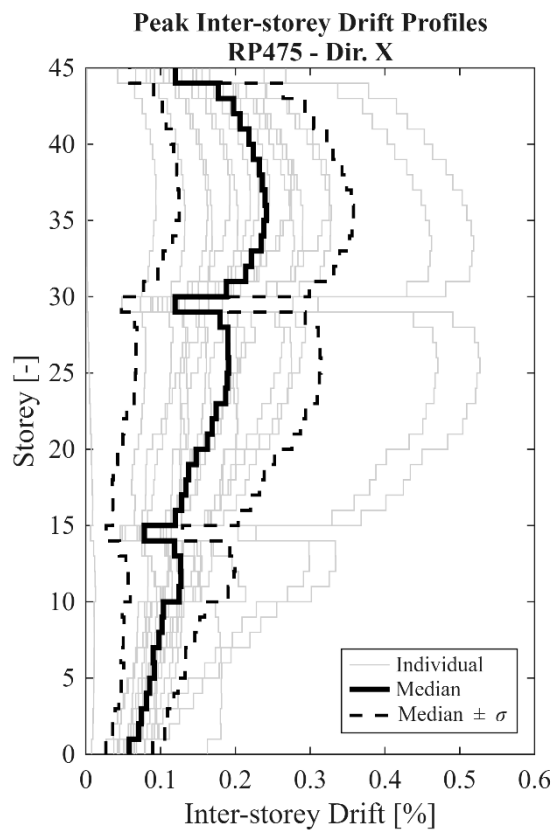
4.3.1. Risposta strutturale

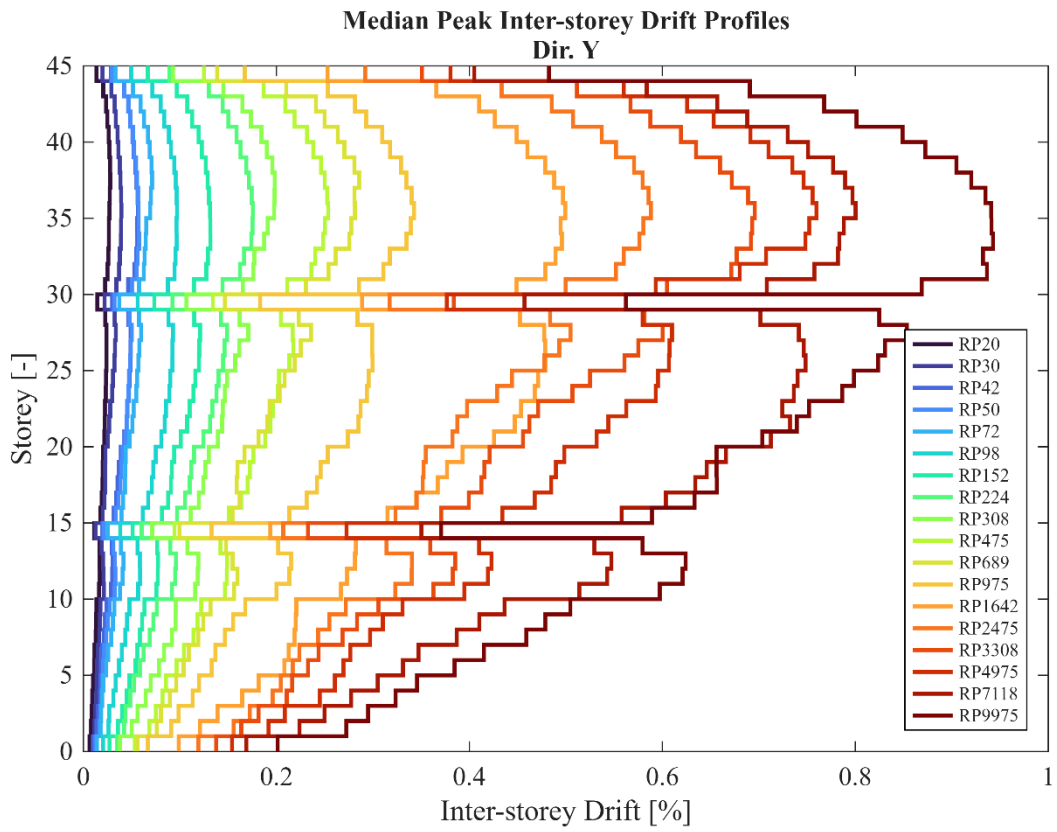
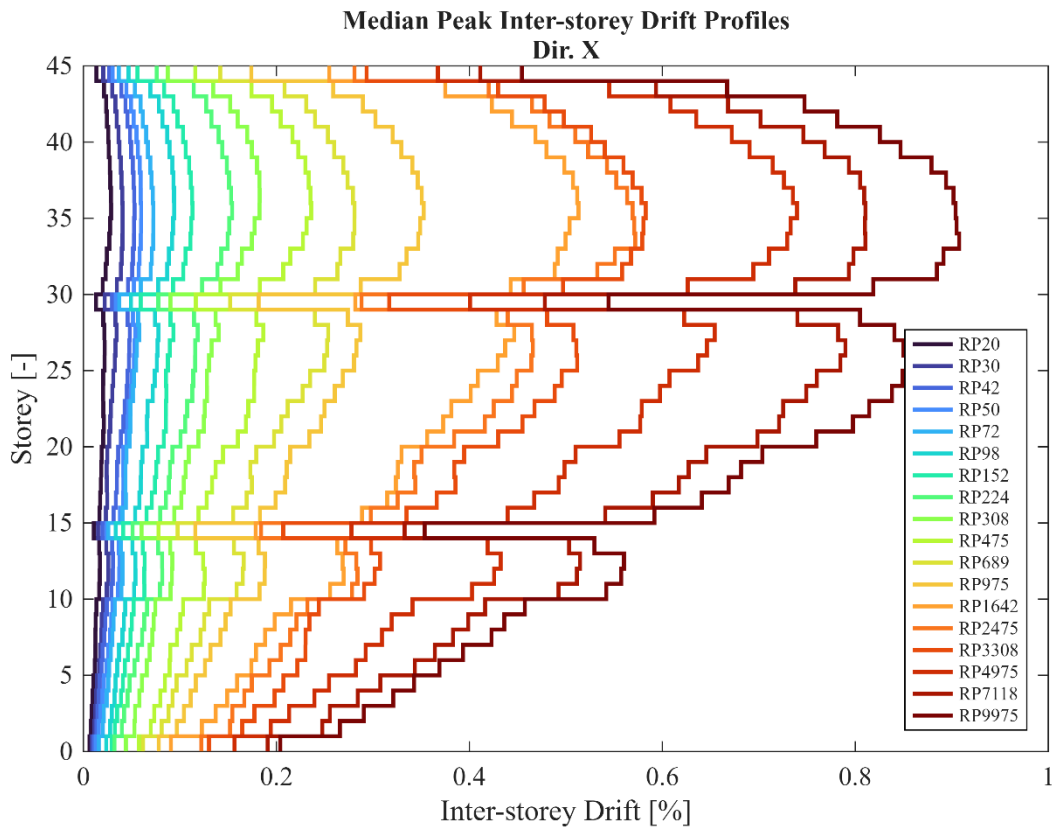


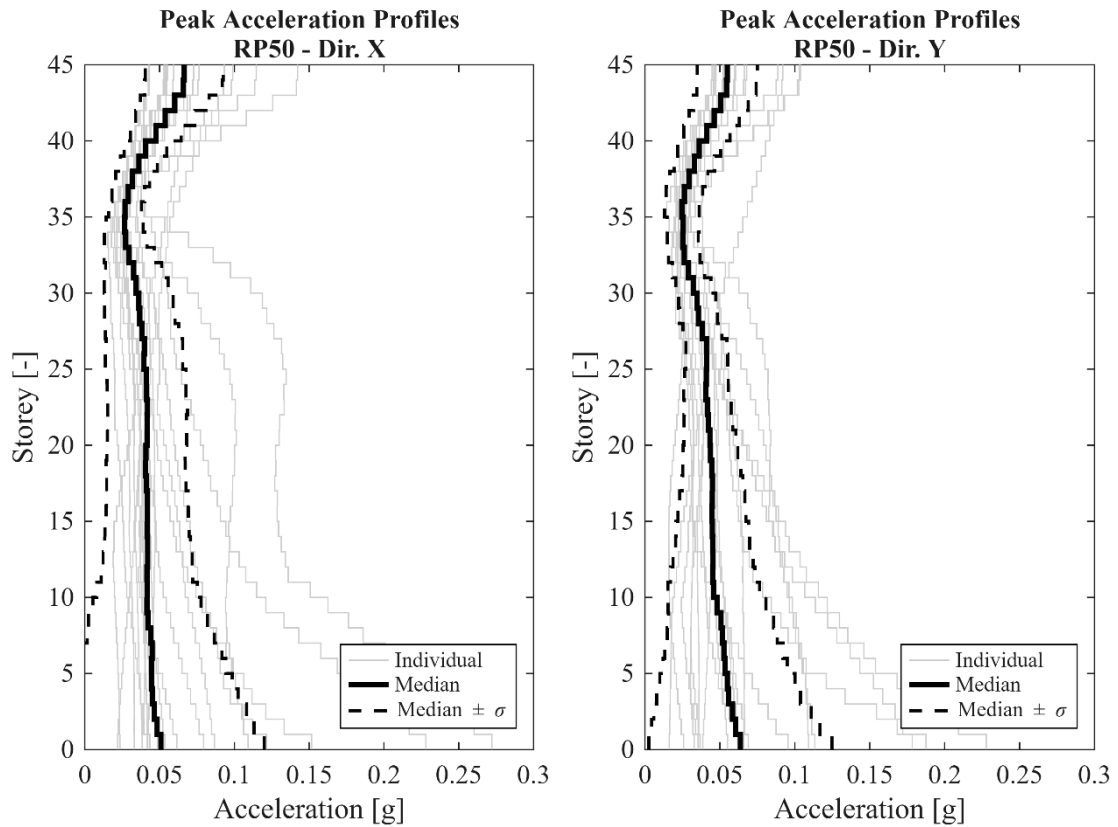
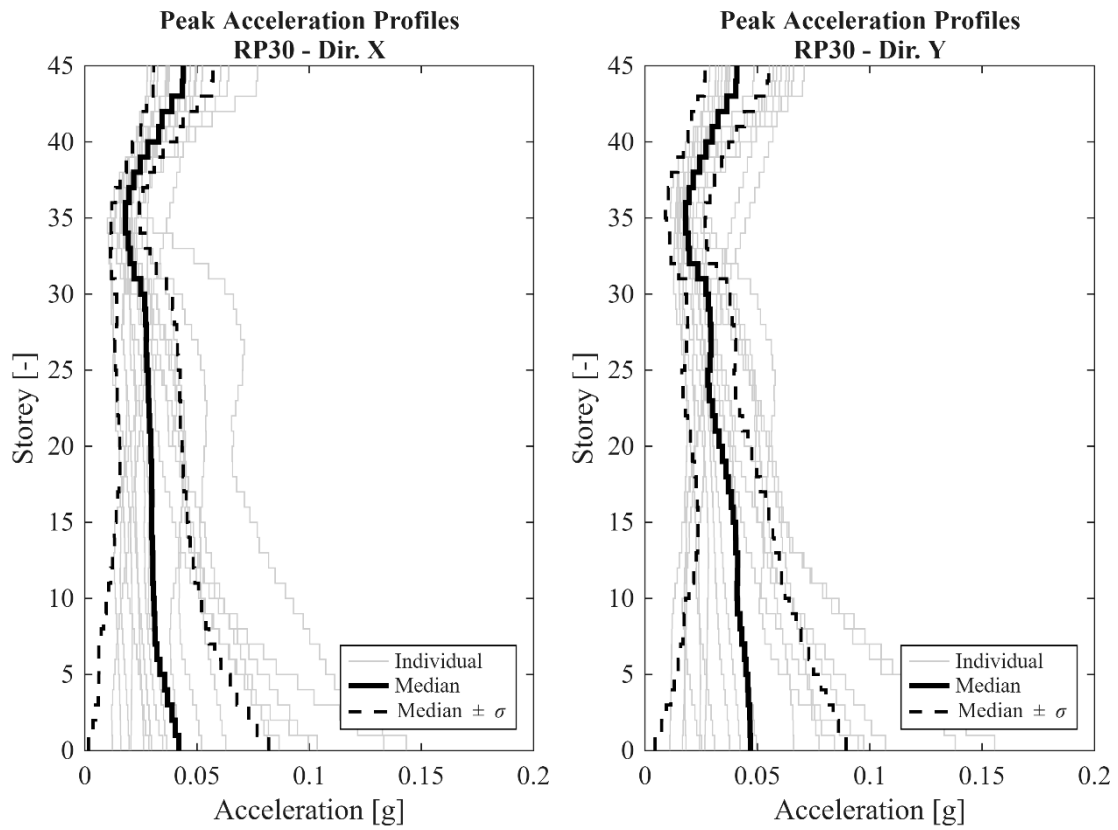


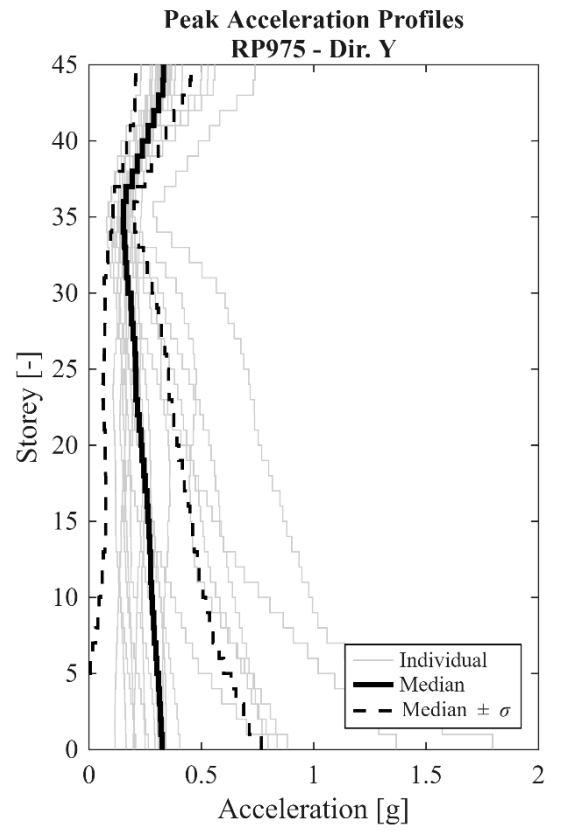
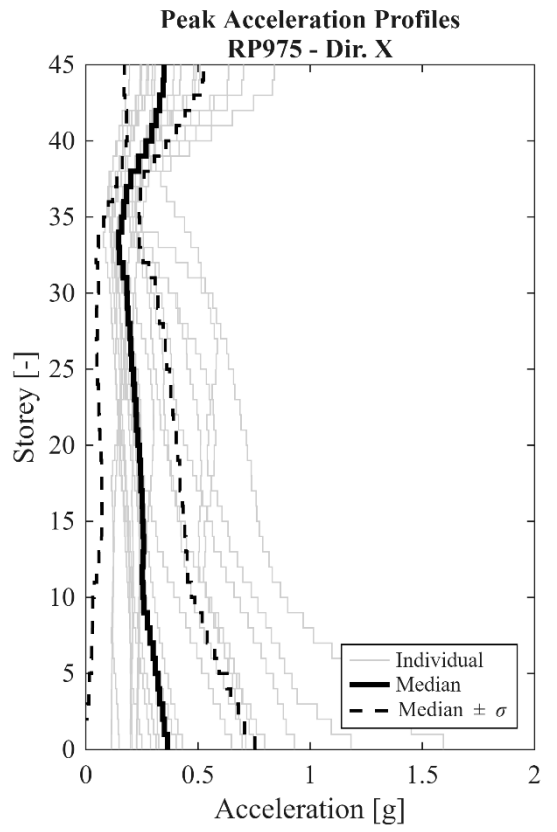
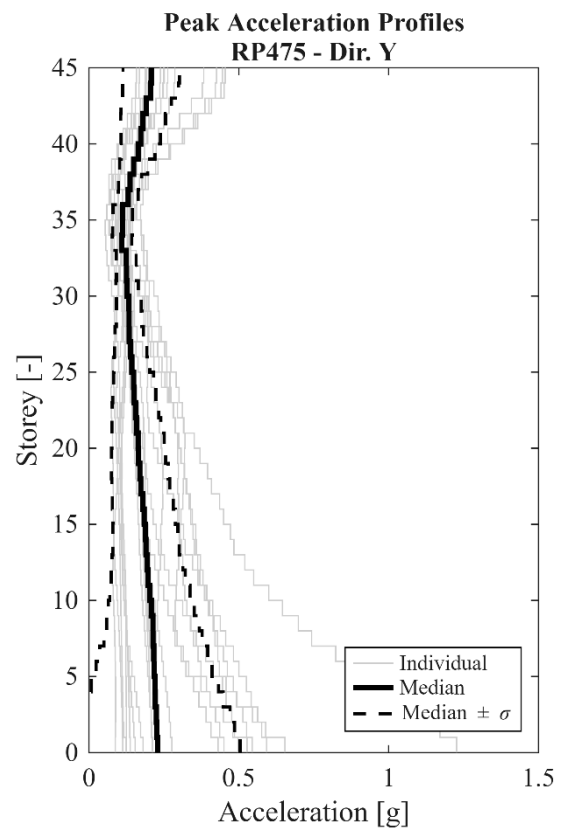
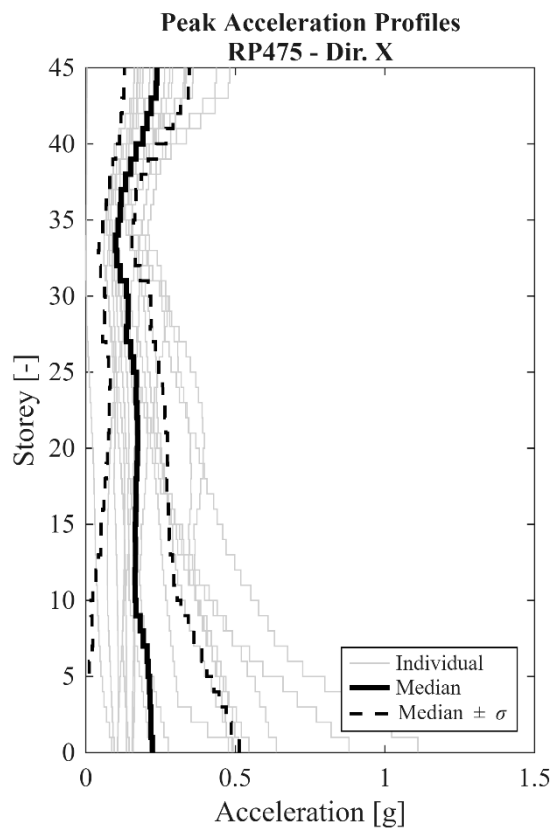


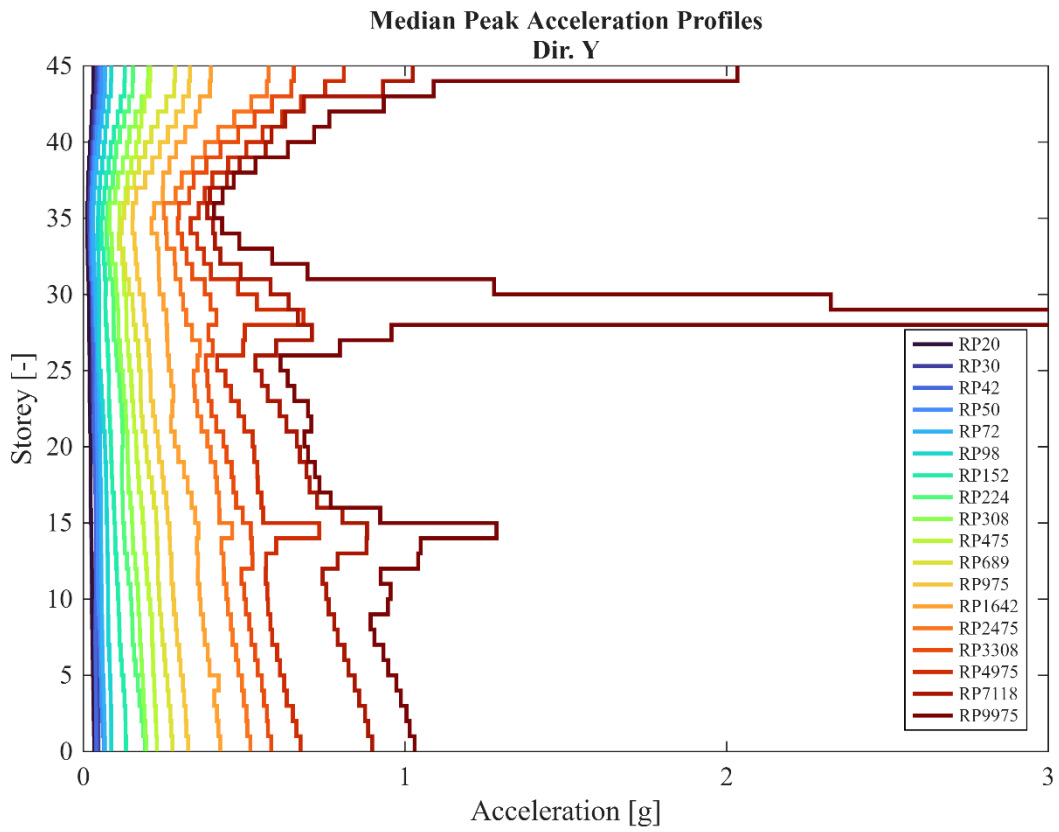
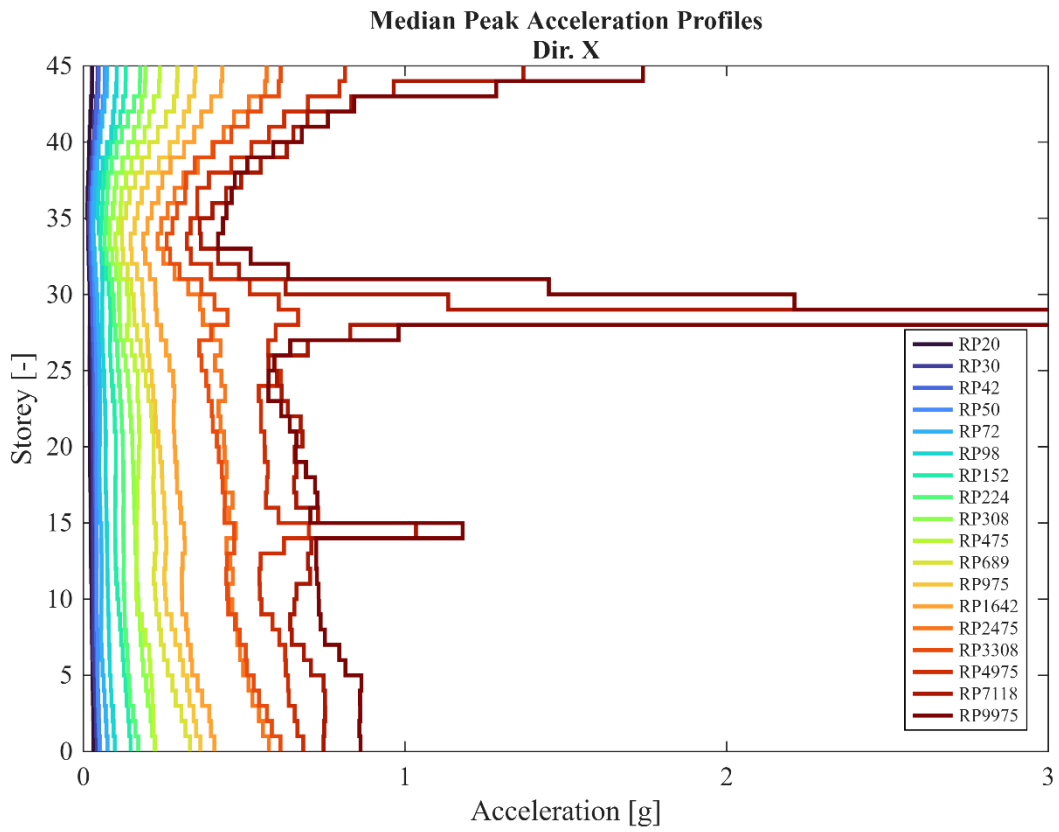


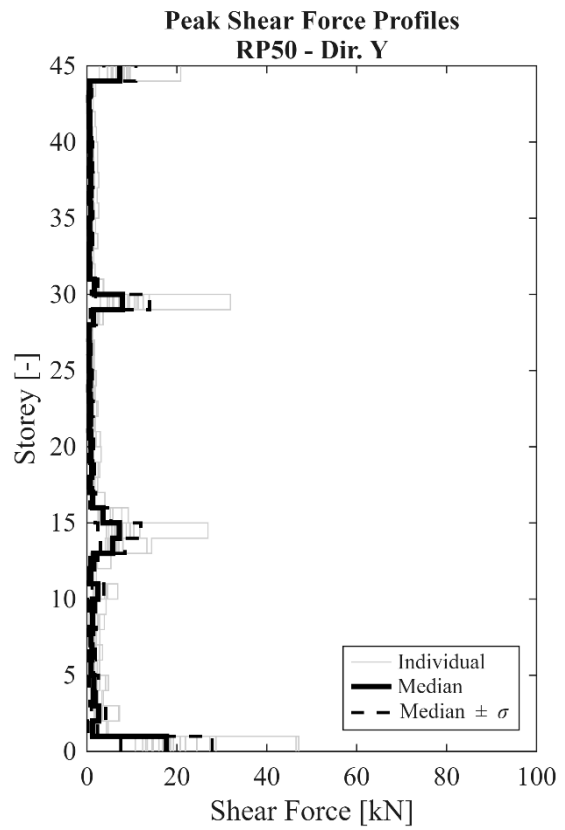
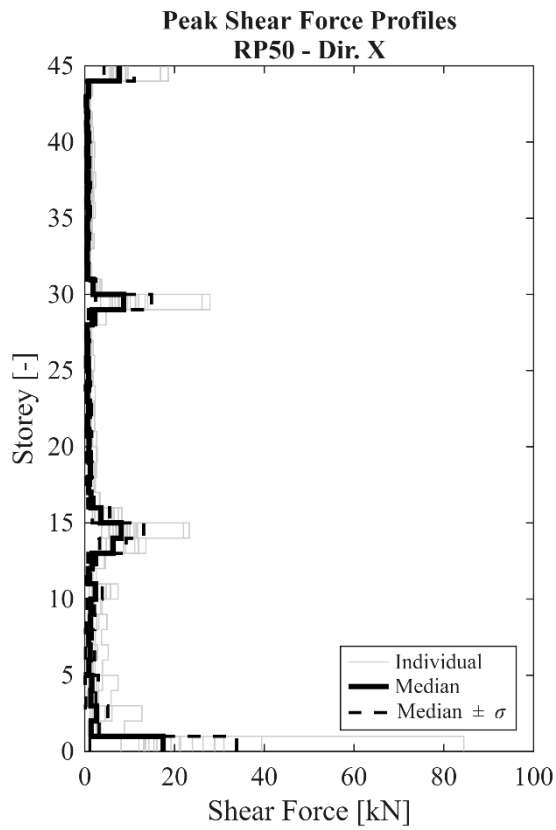
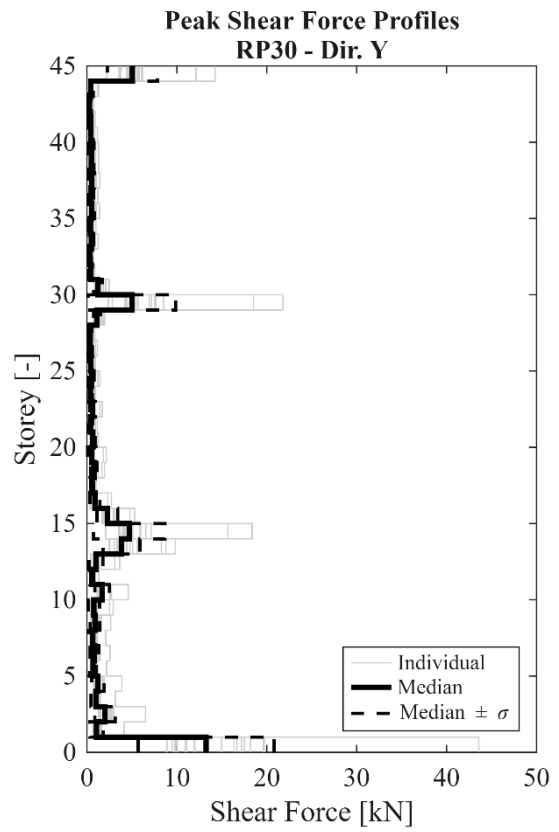
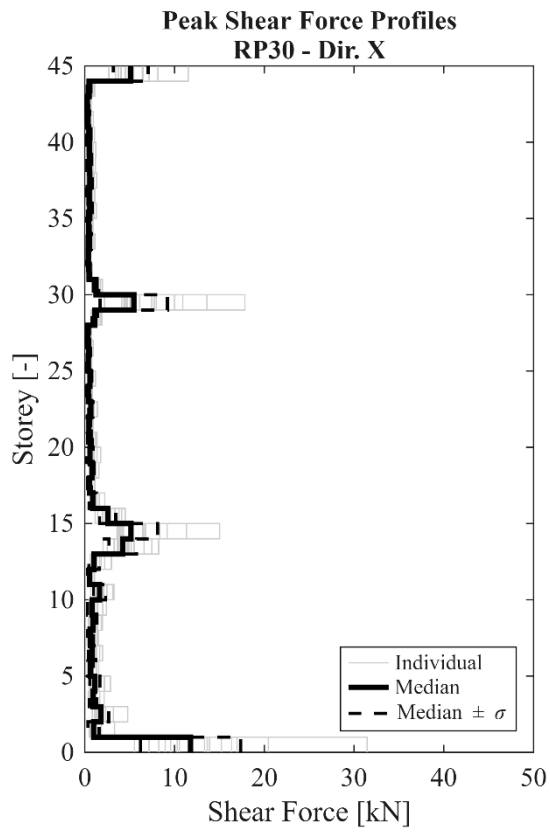


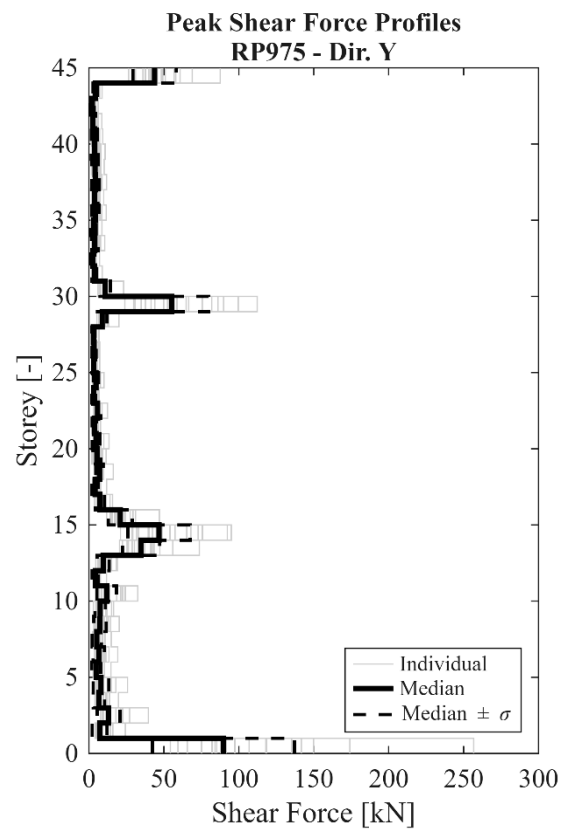
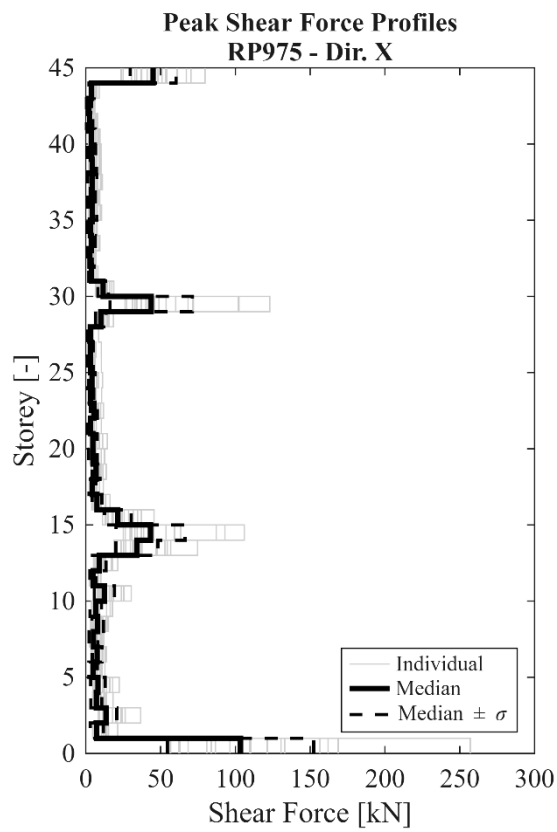
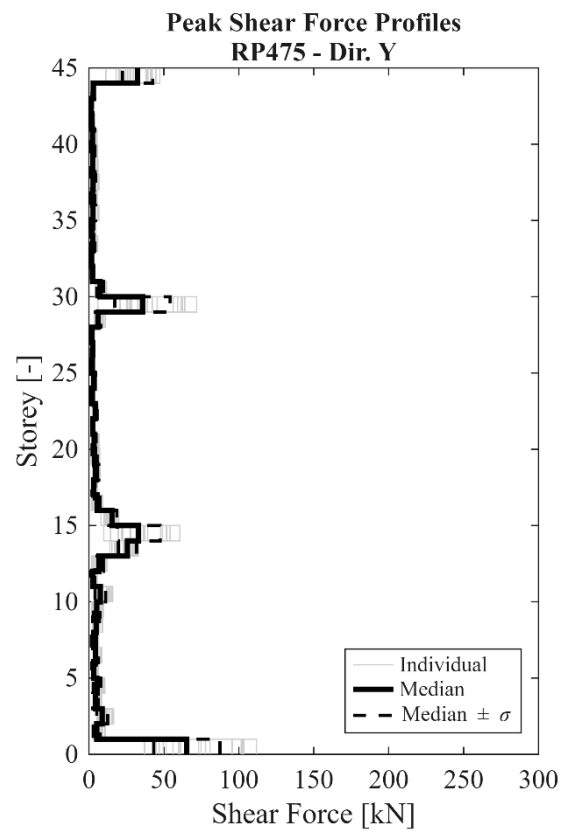
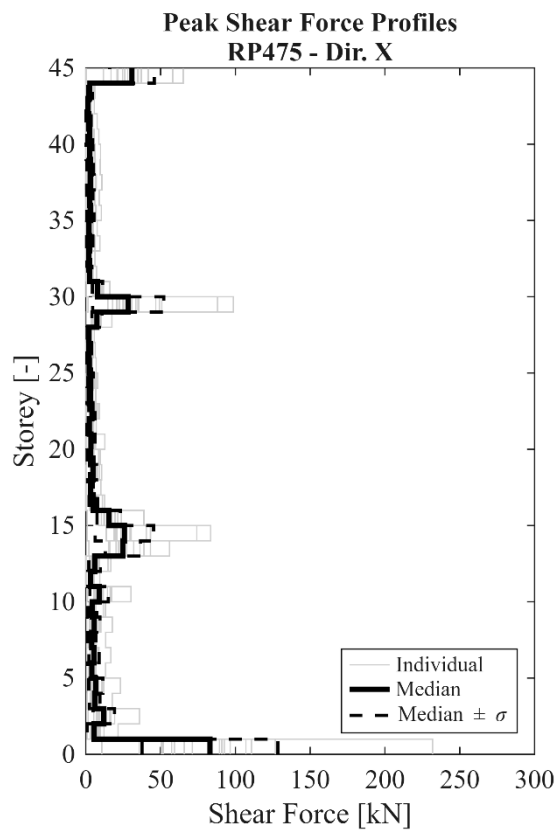


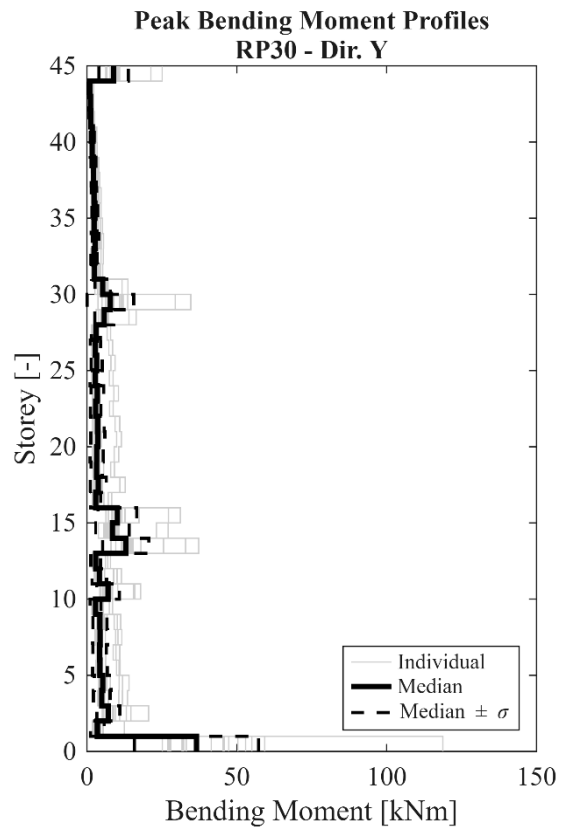
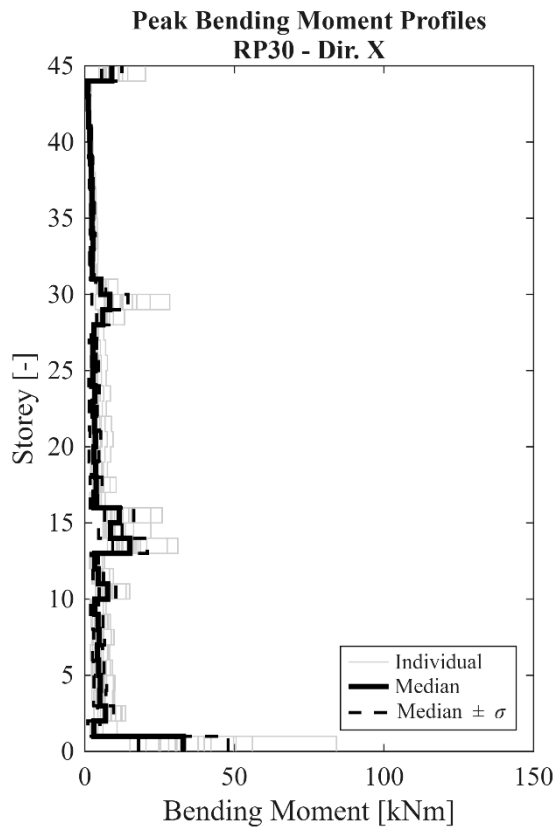
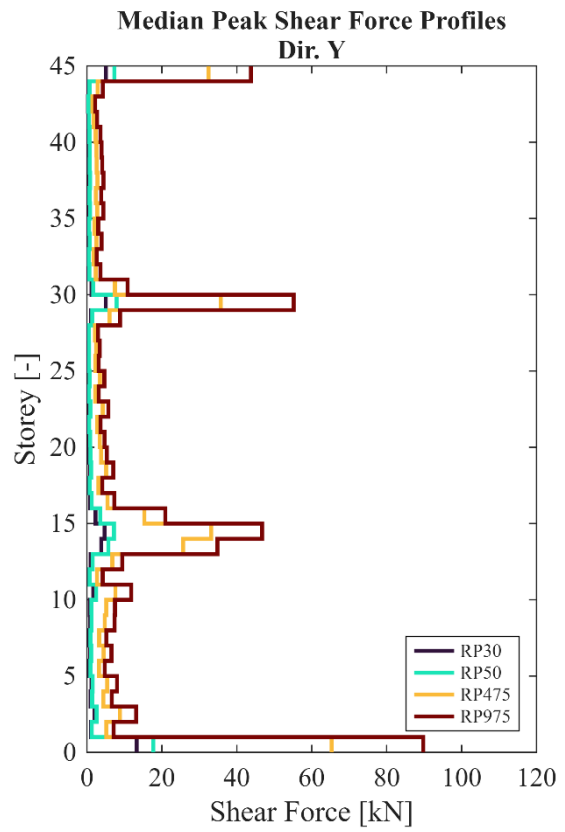
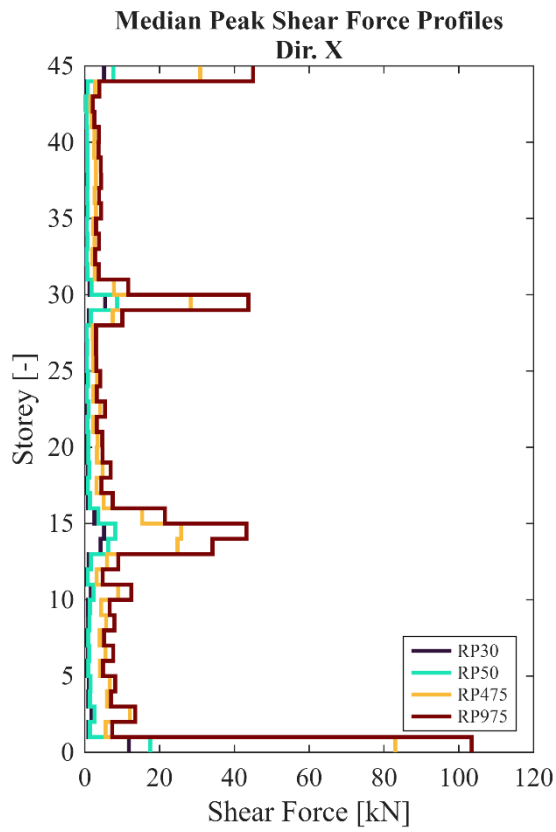


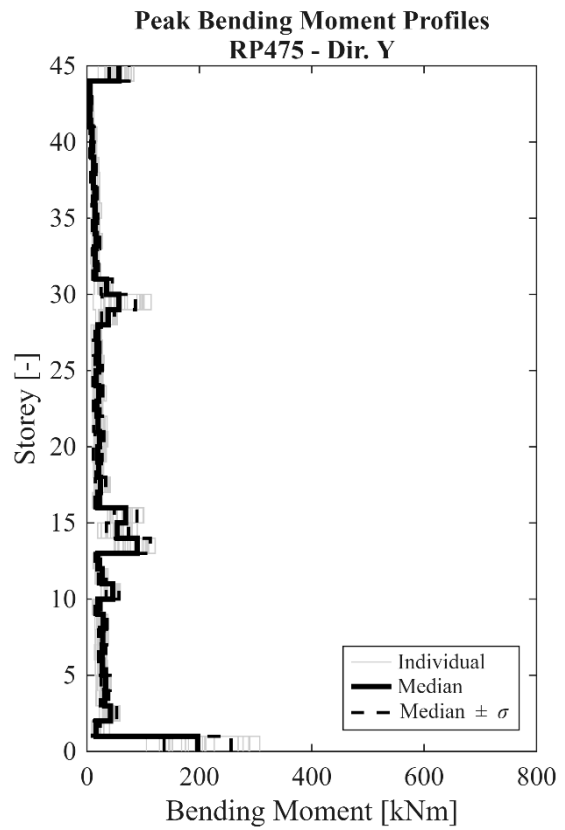
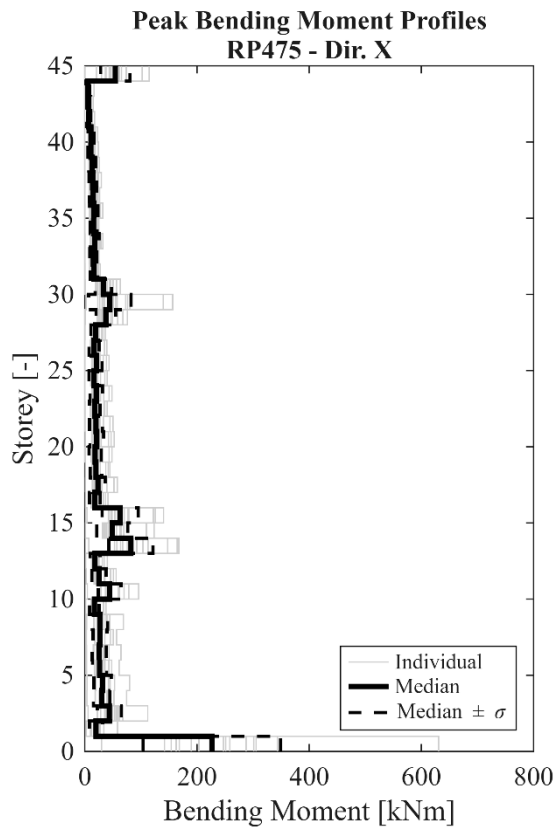
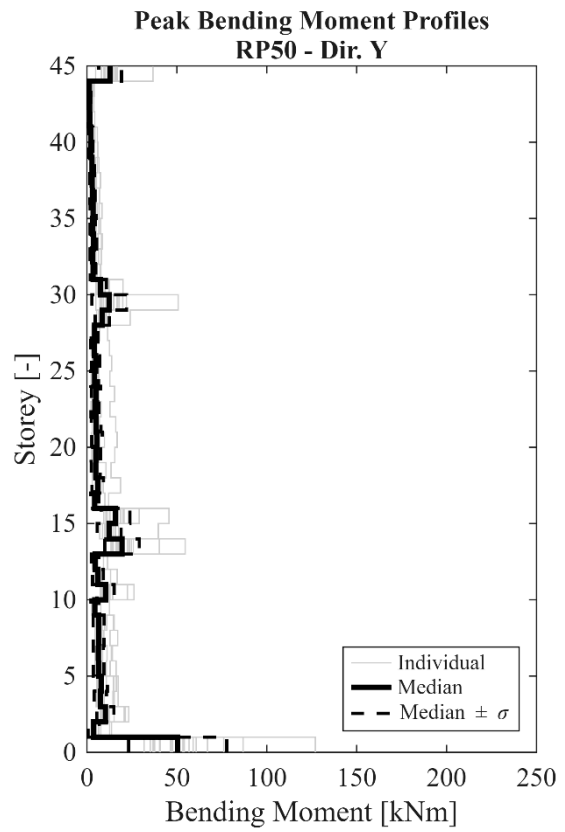
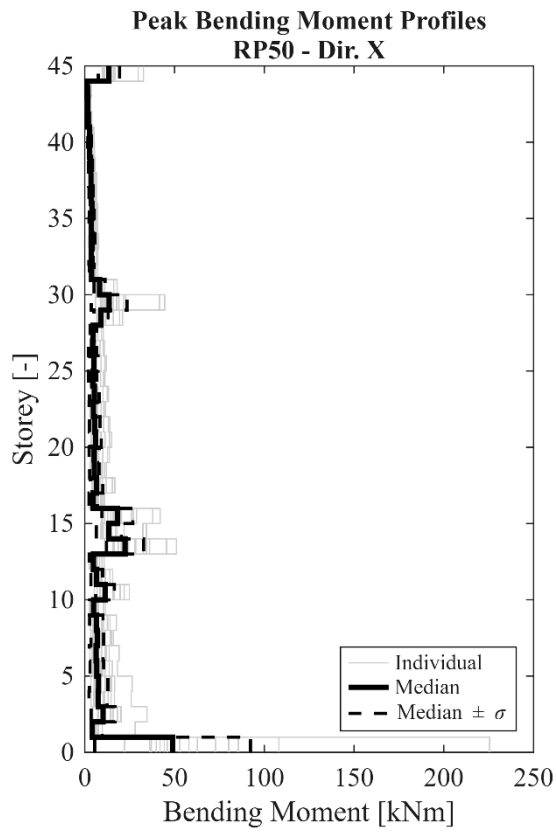


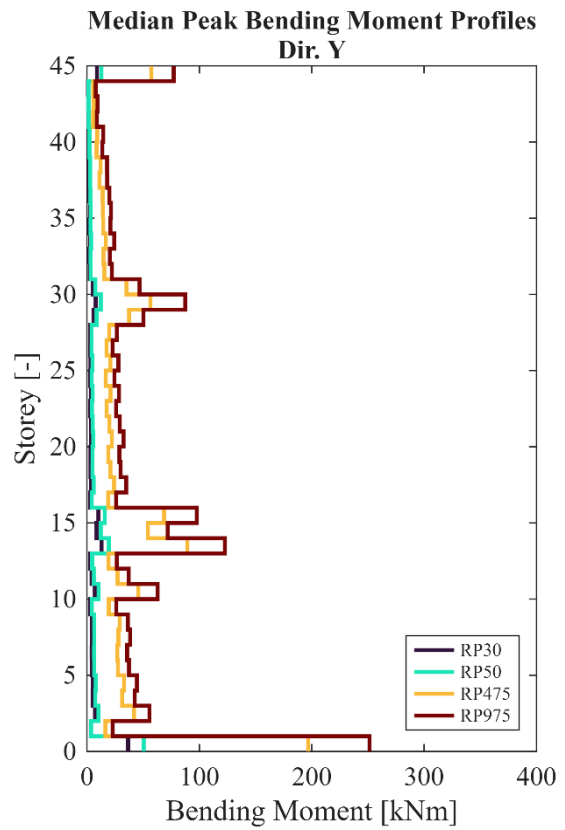
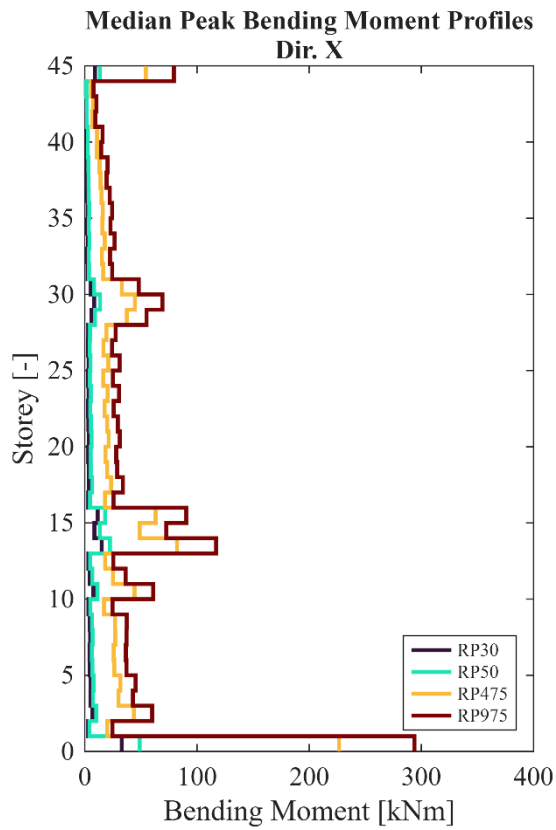
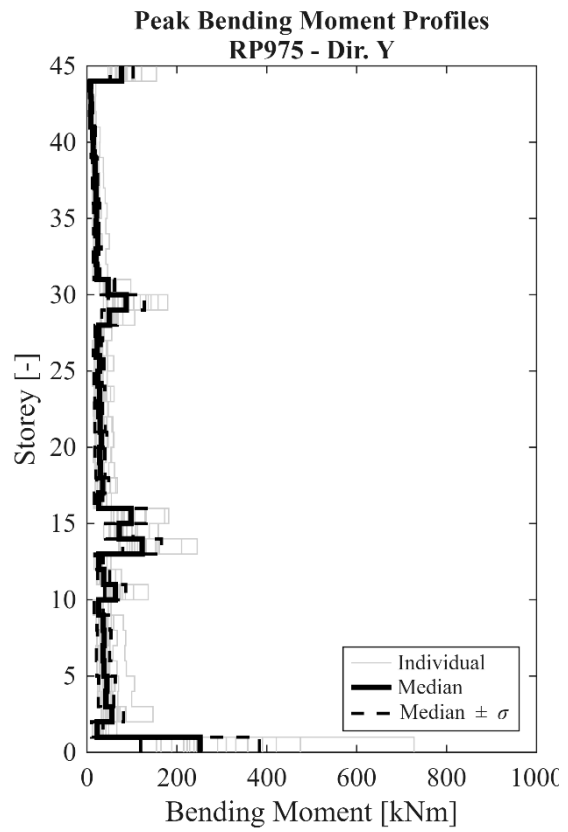
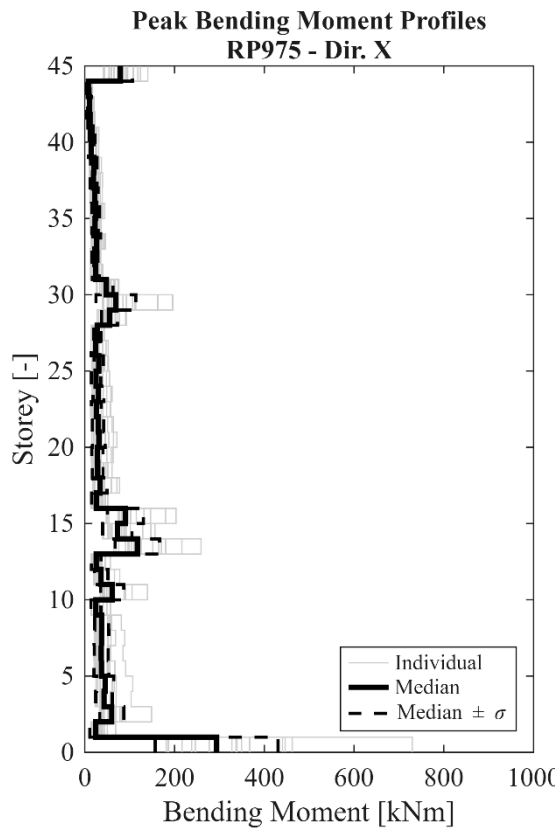


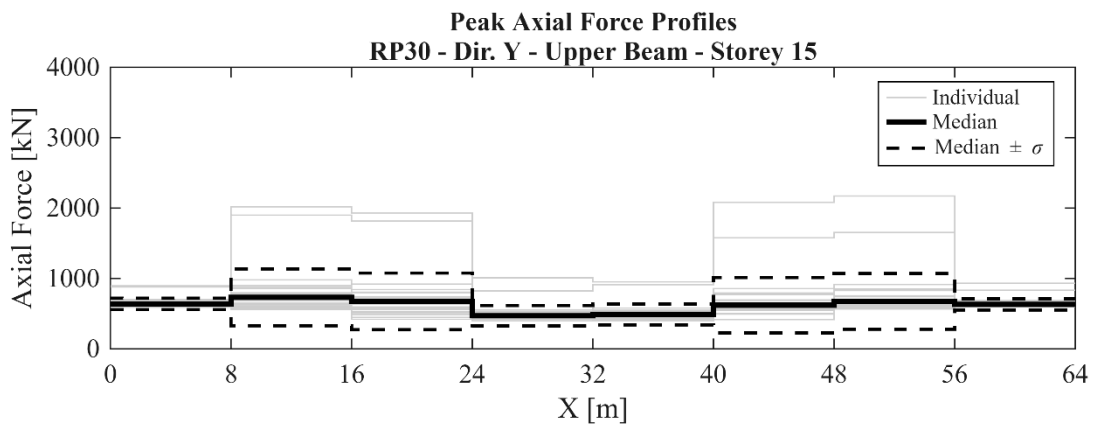
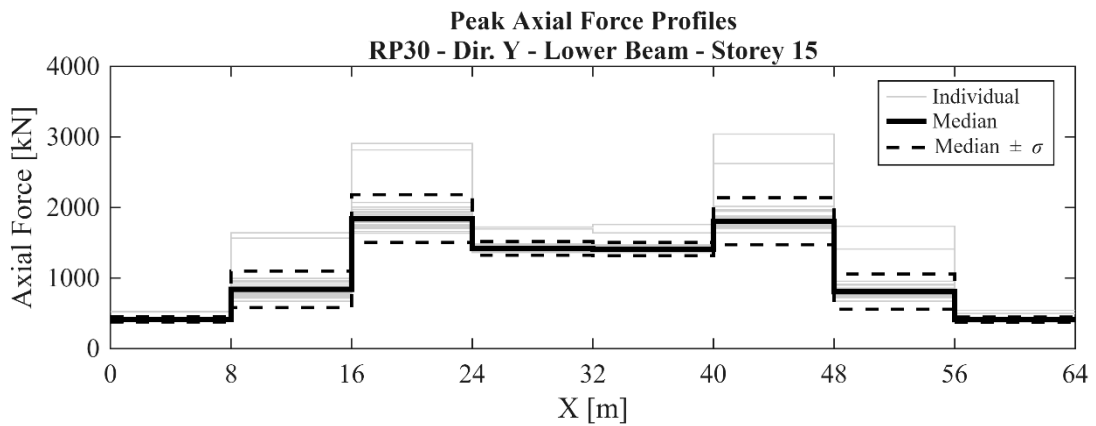
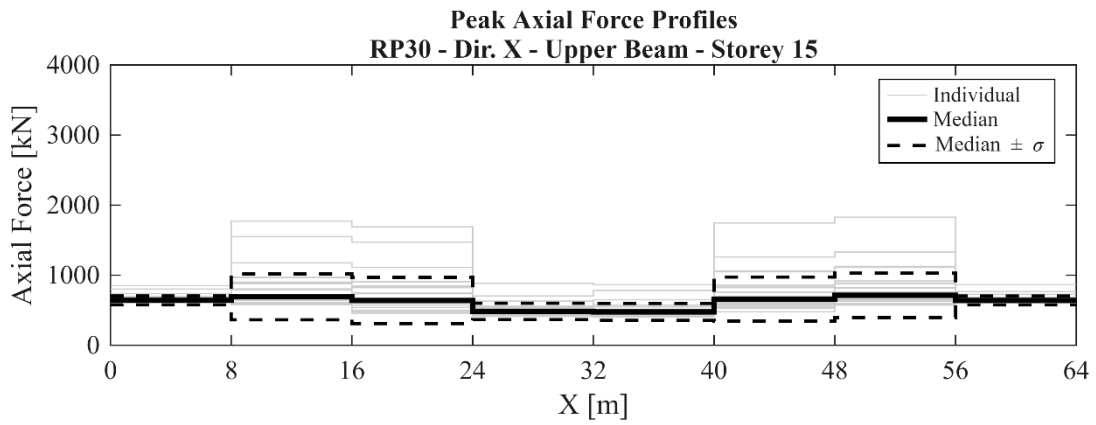
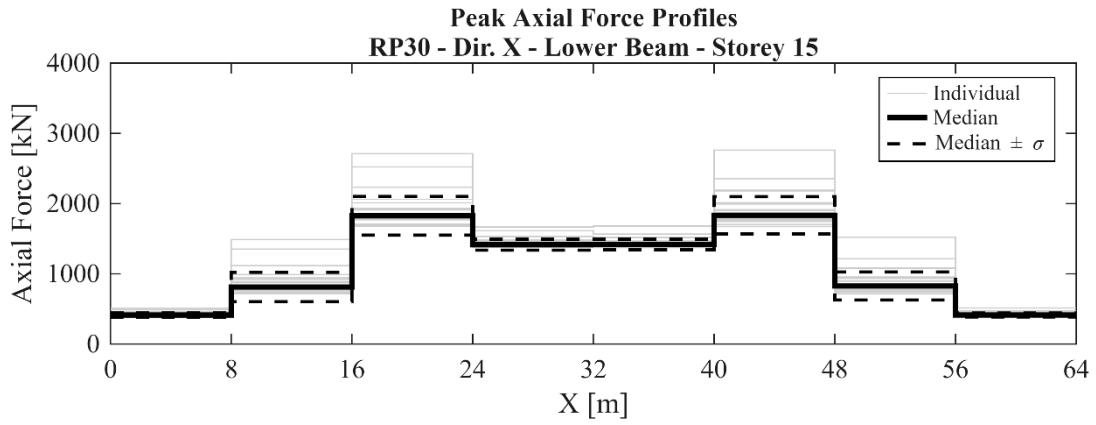


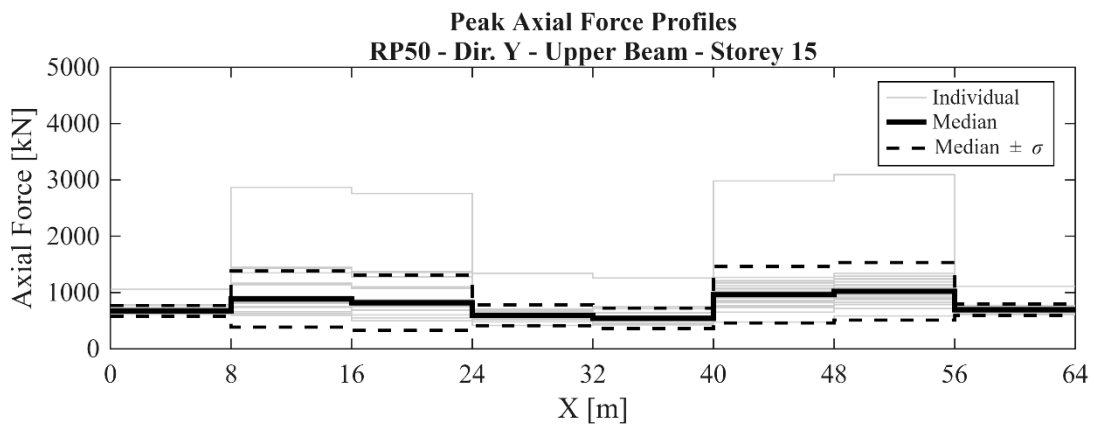
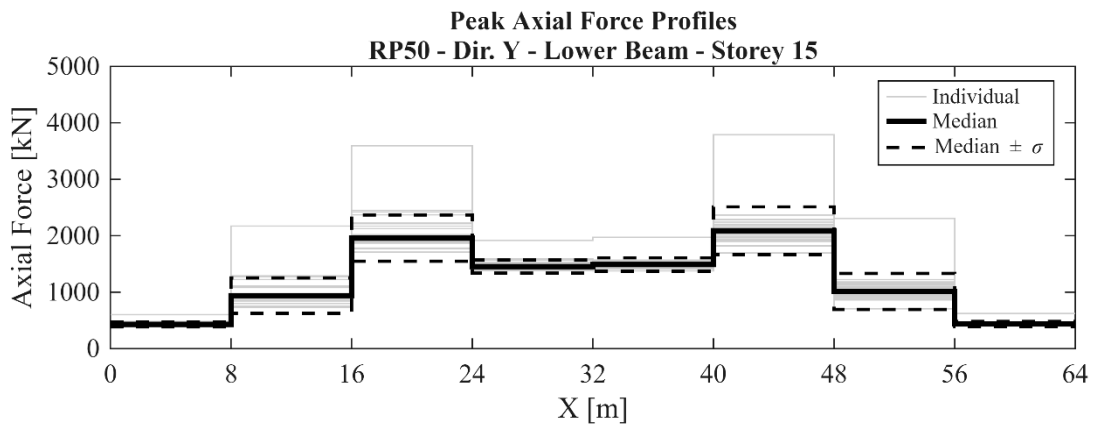
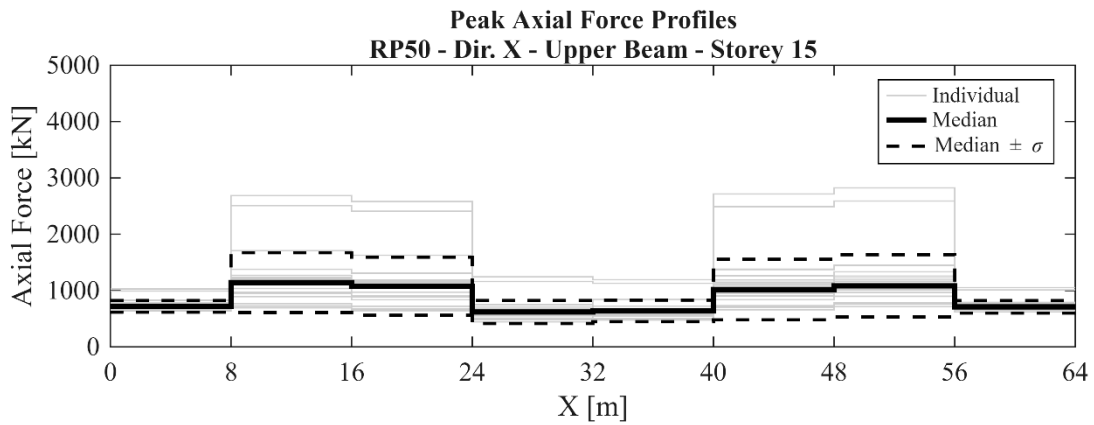
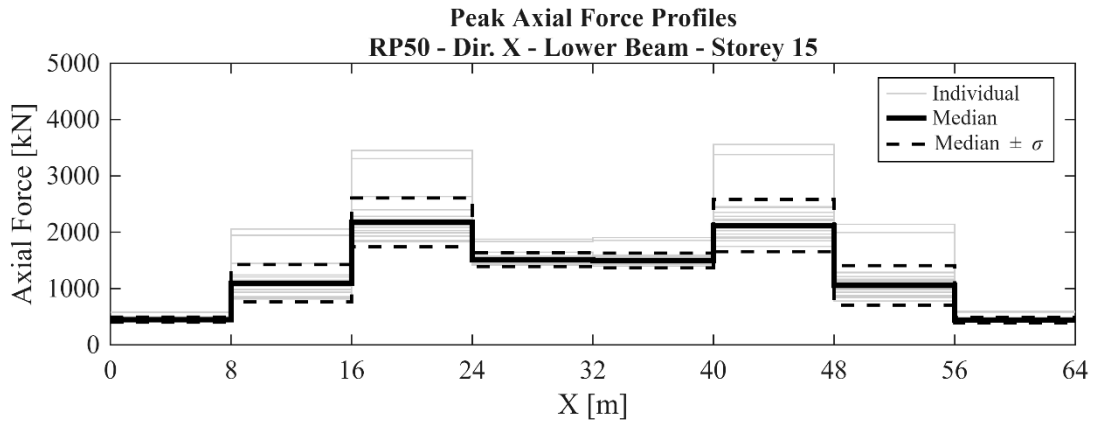


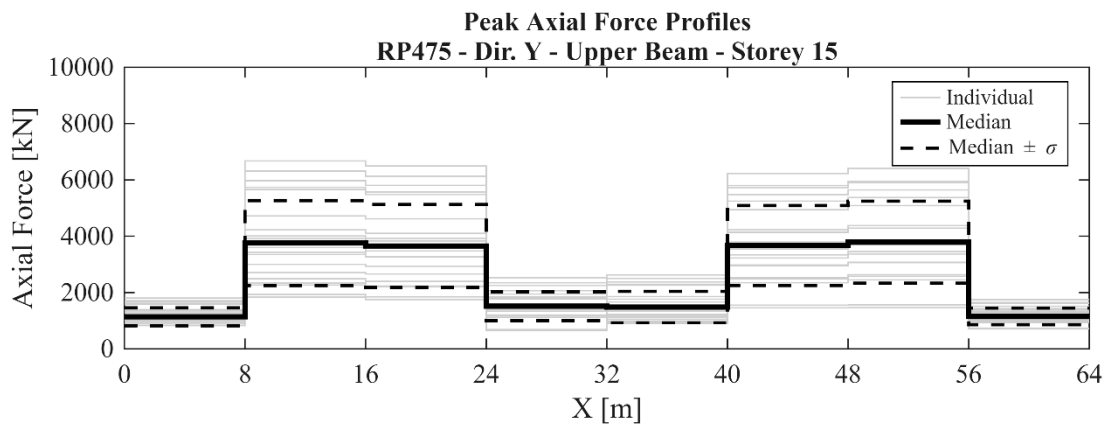
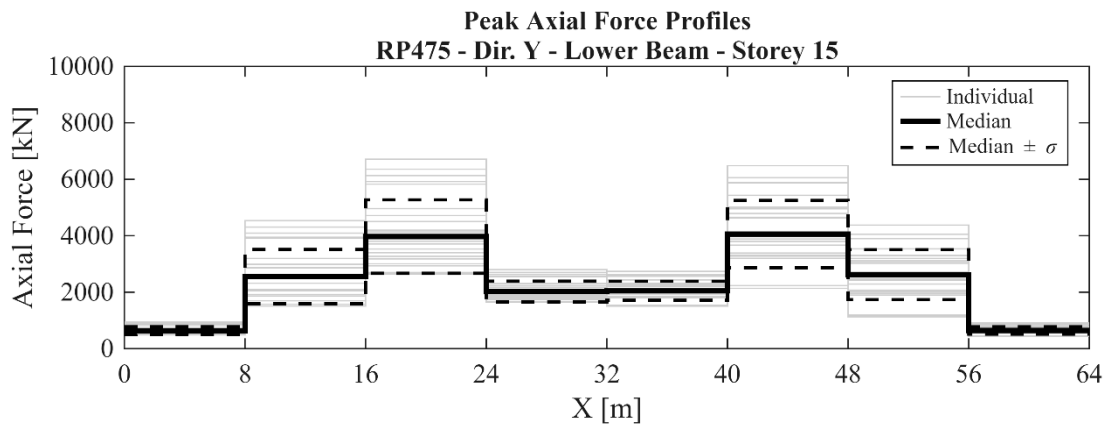
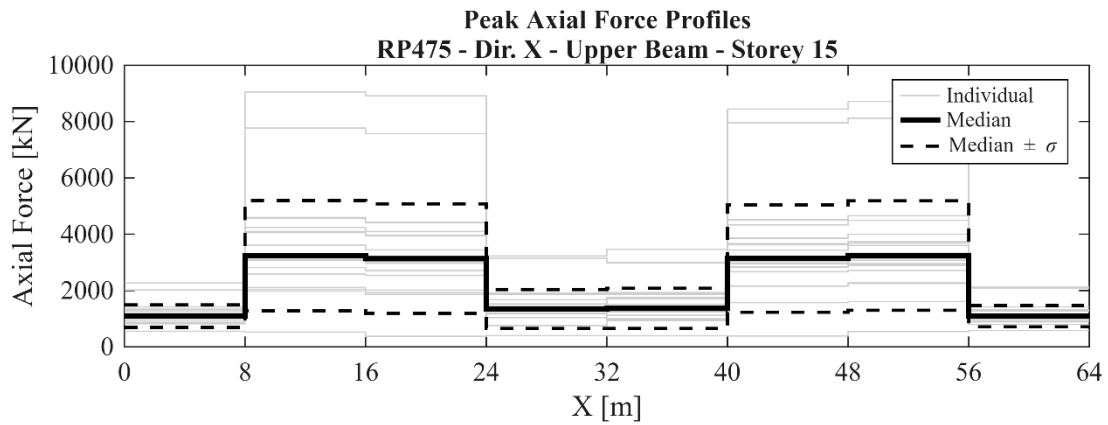
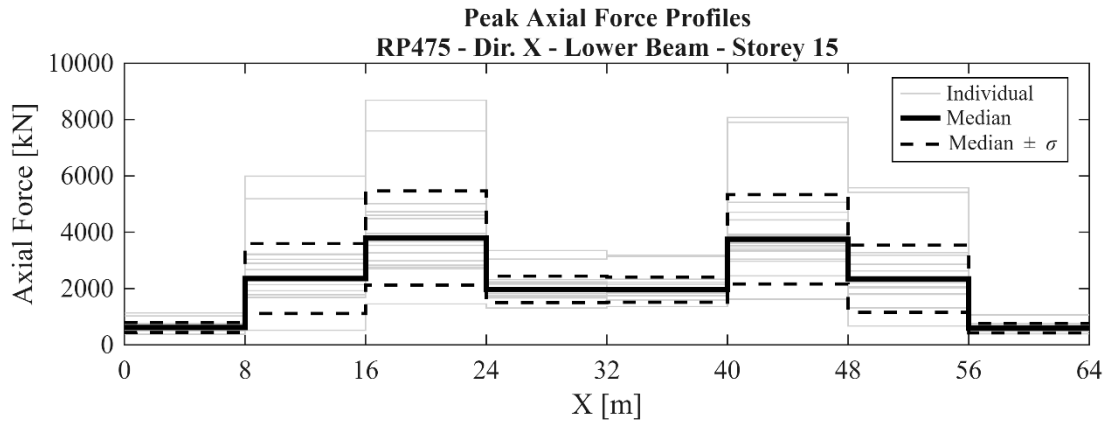


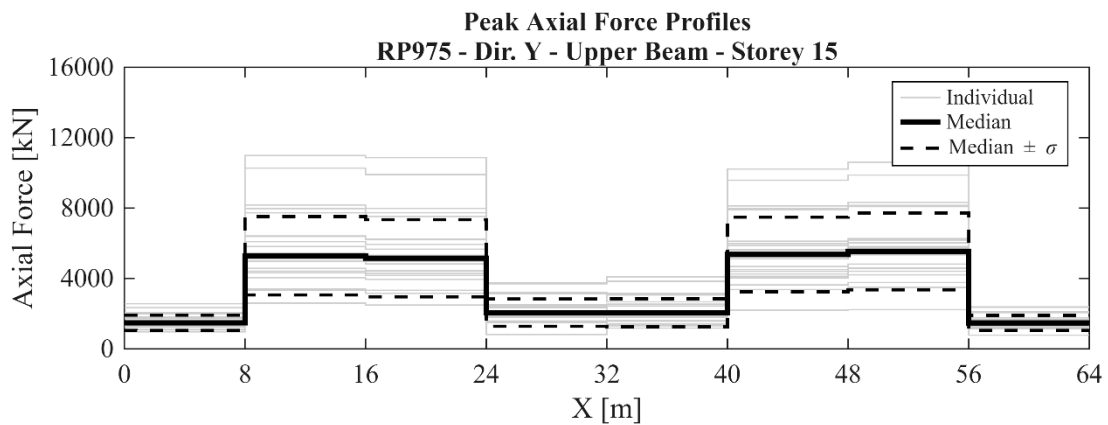
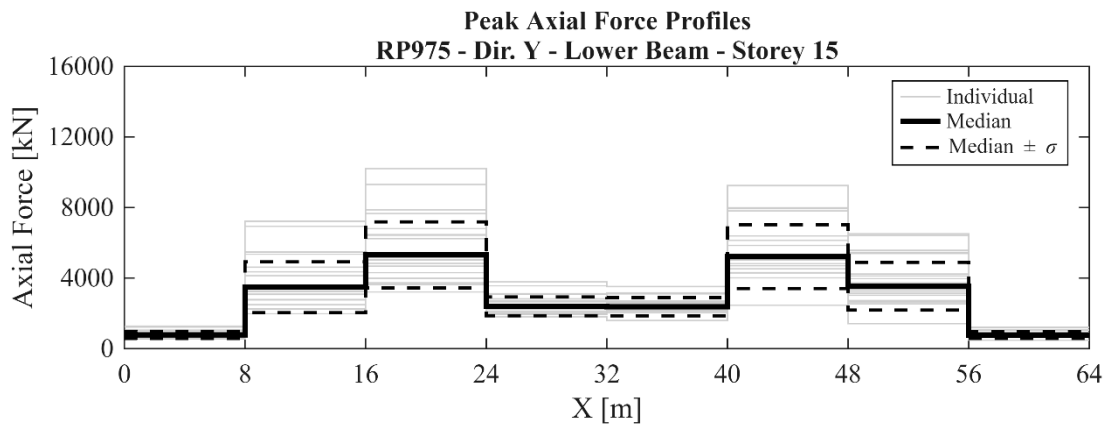
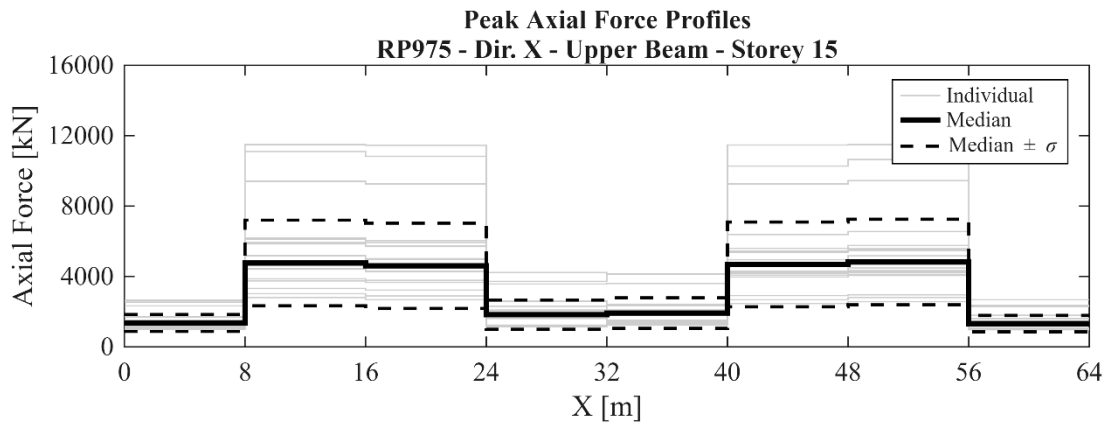
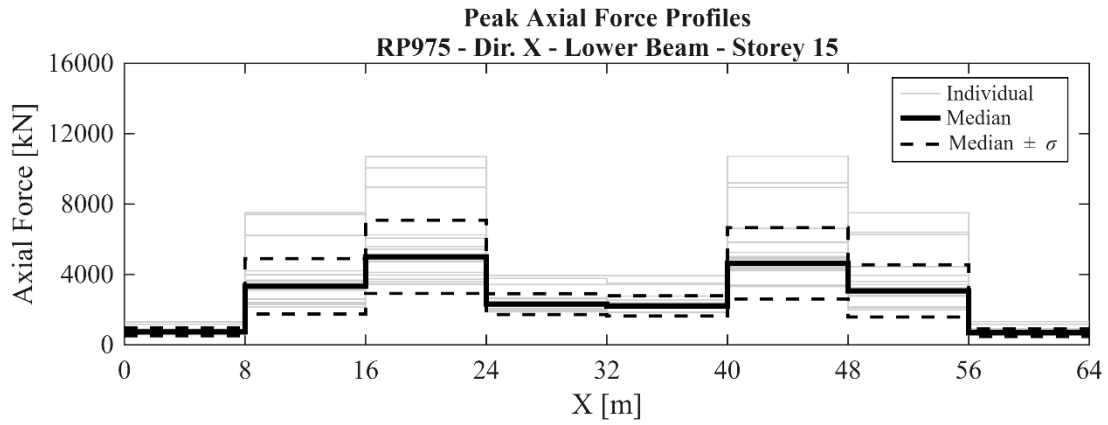


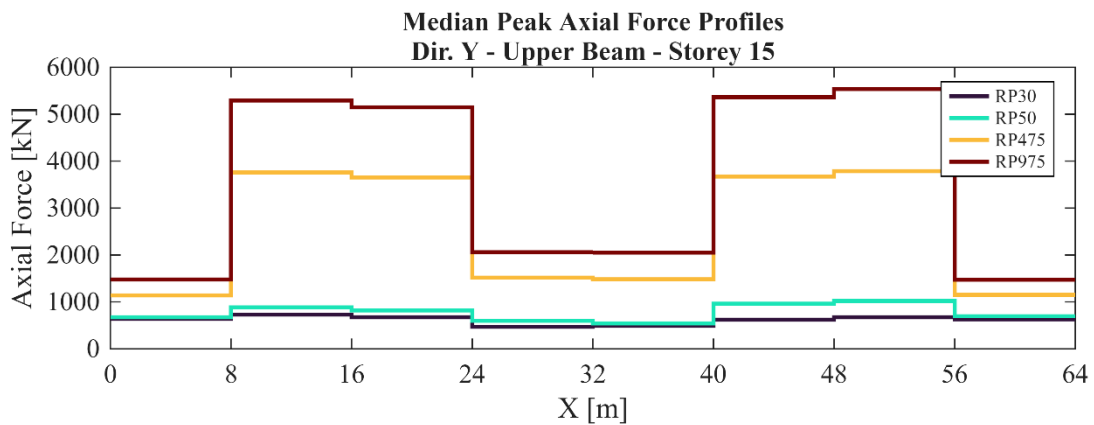
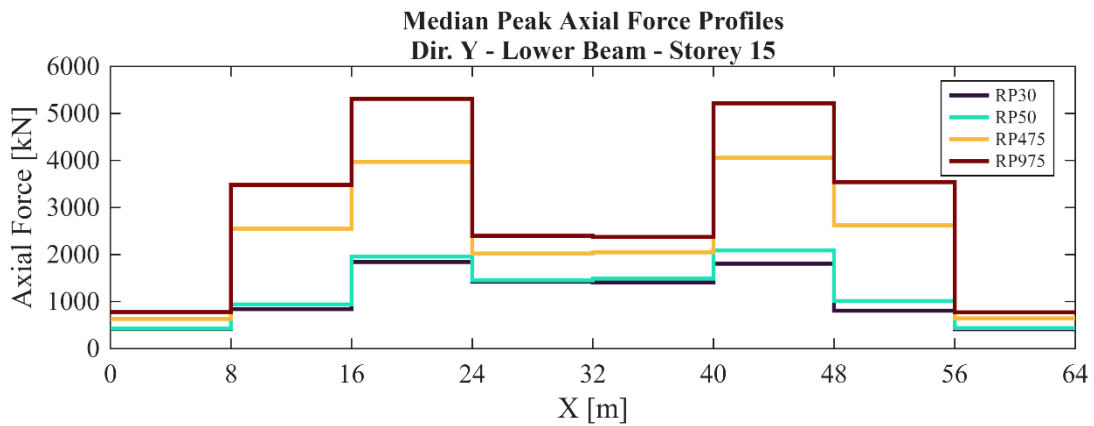
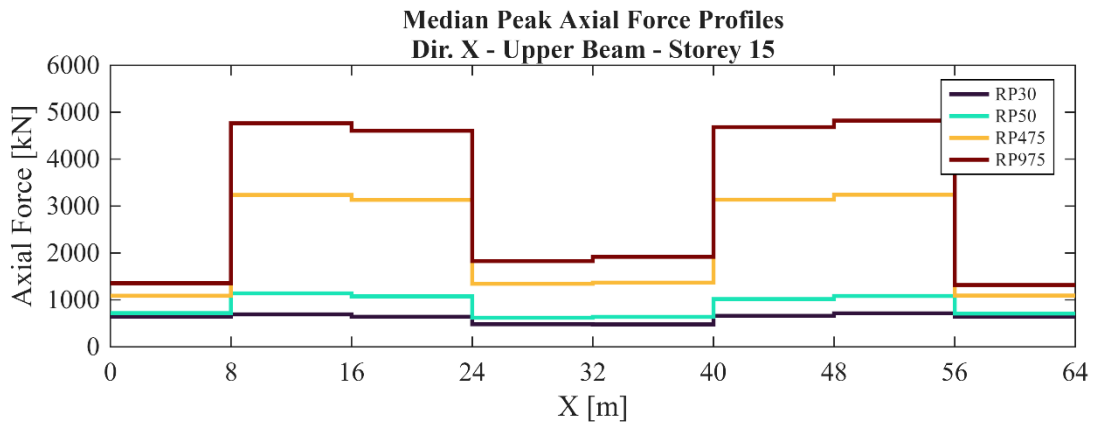
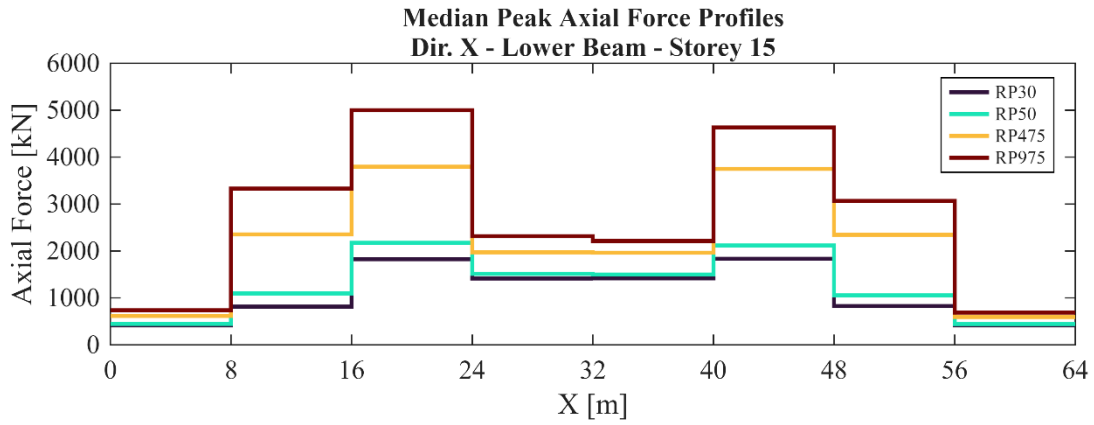


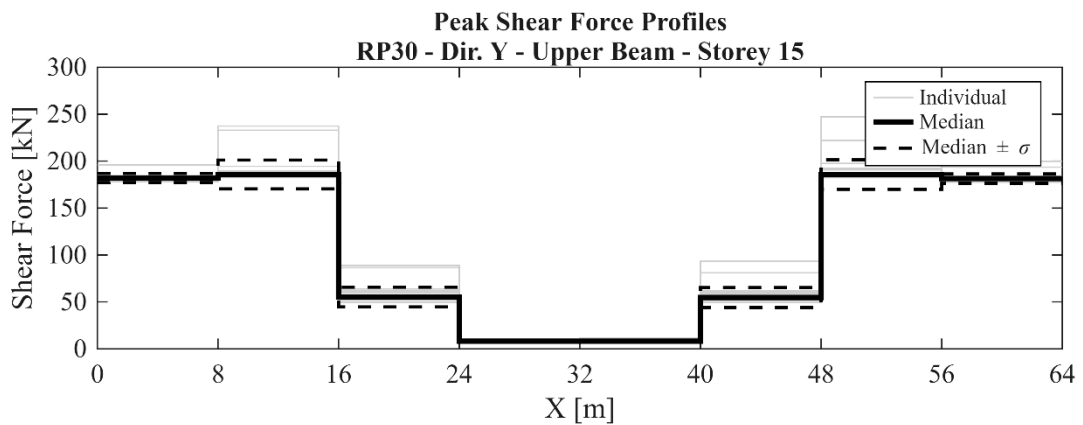
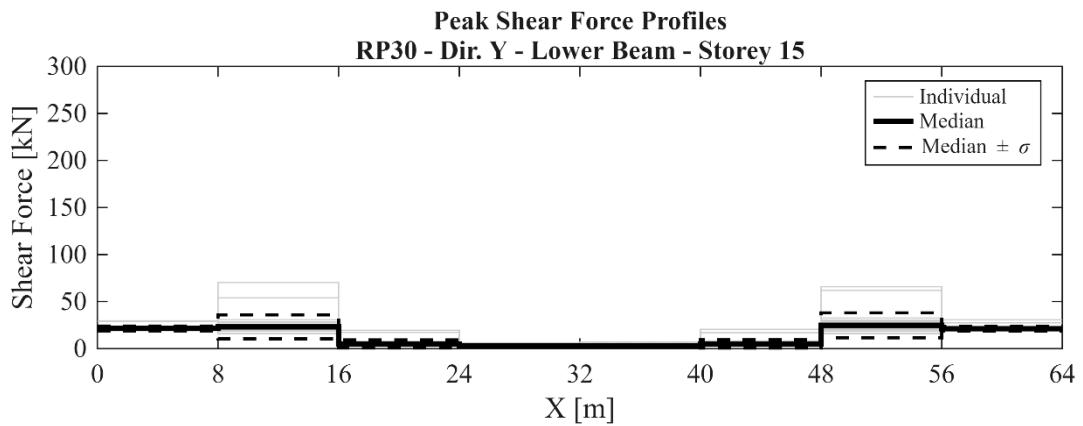
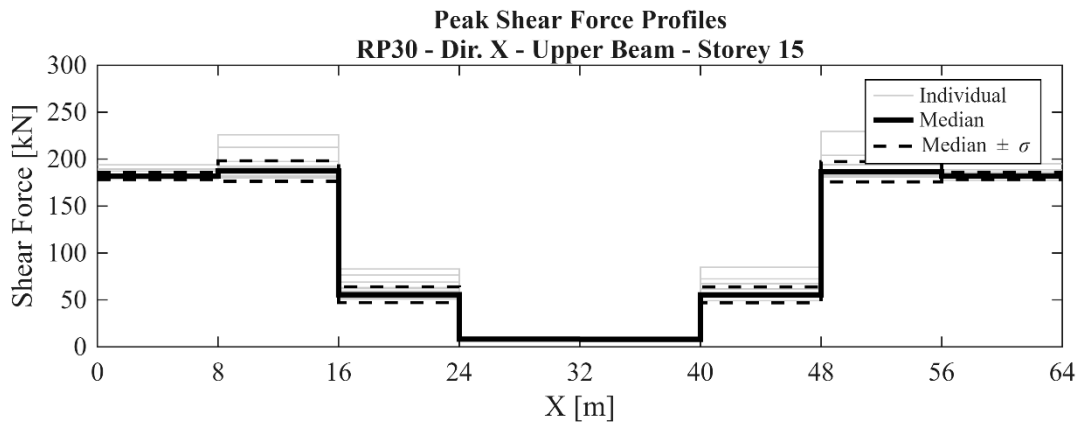
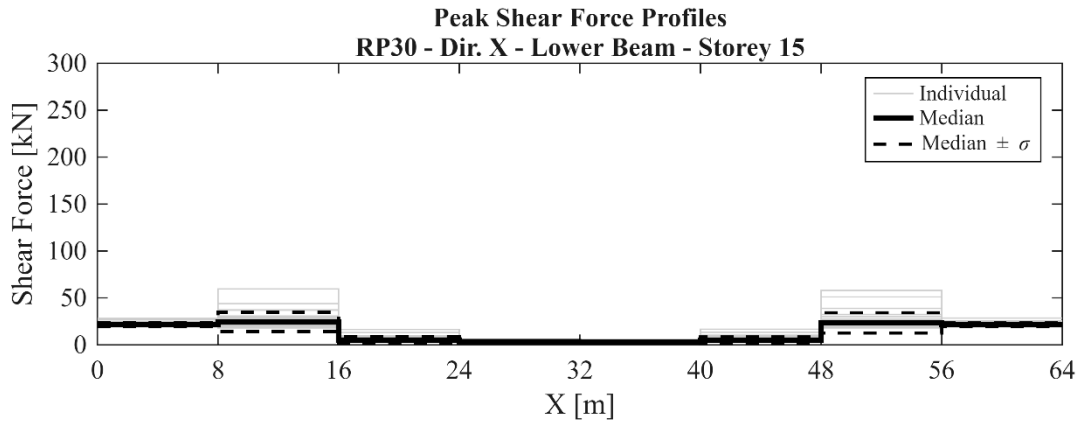


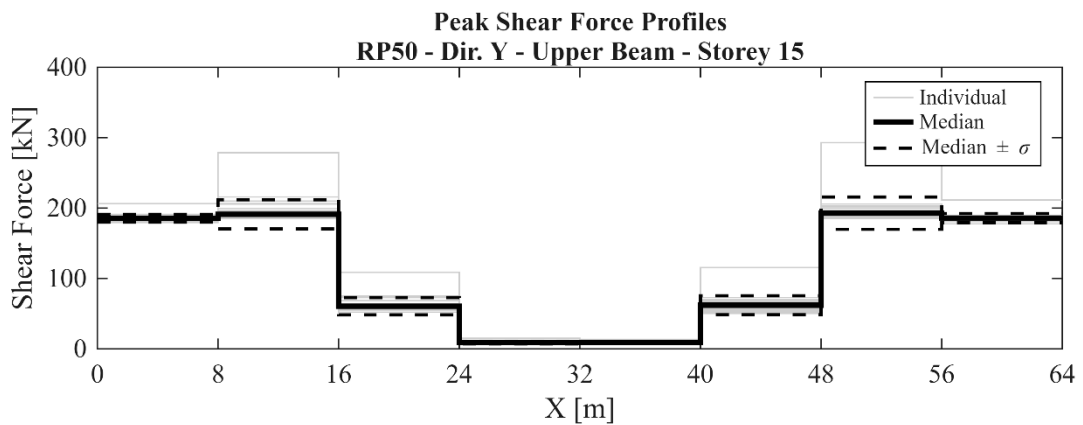
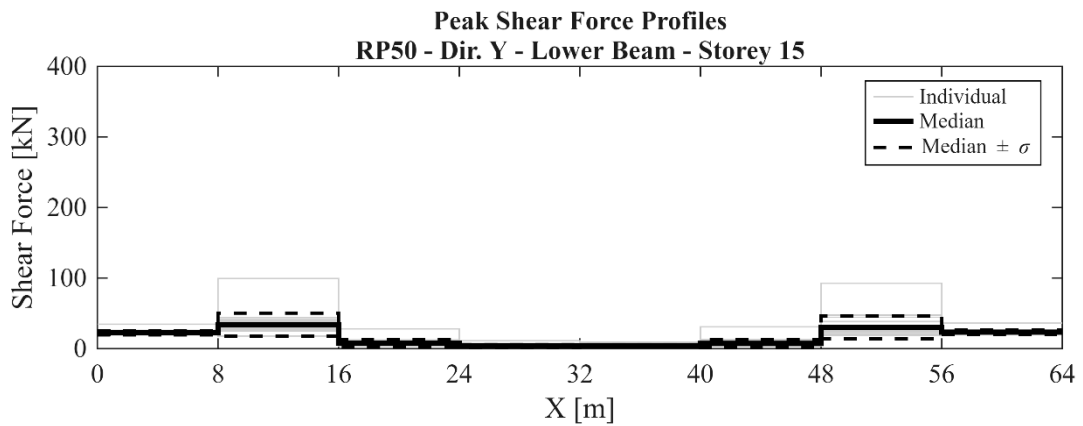
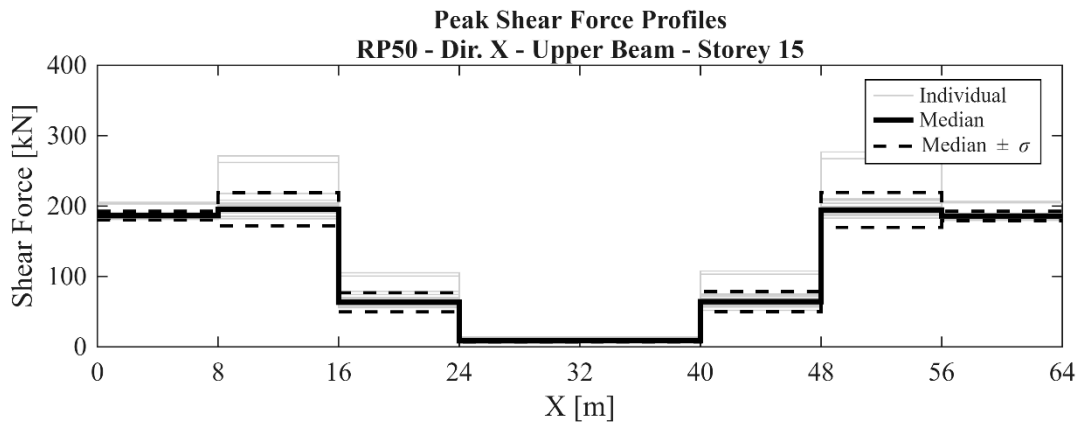
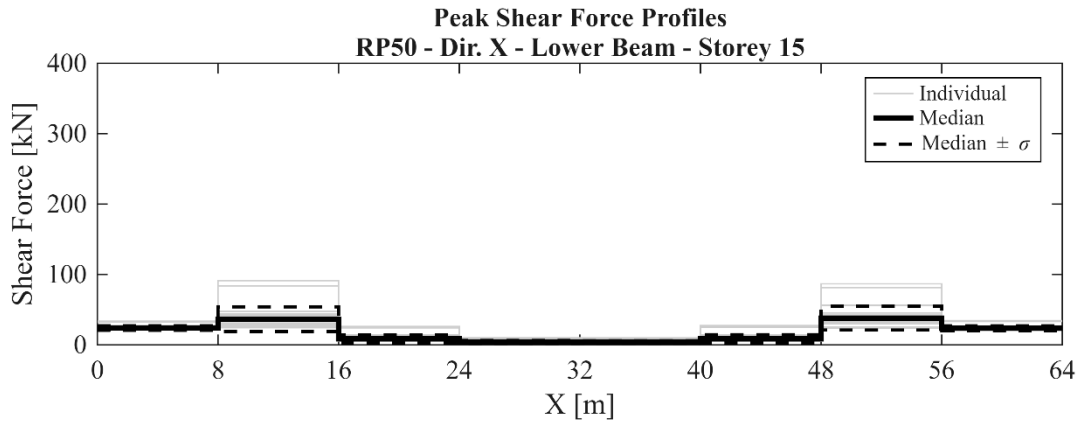


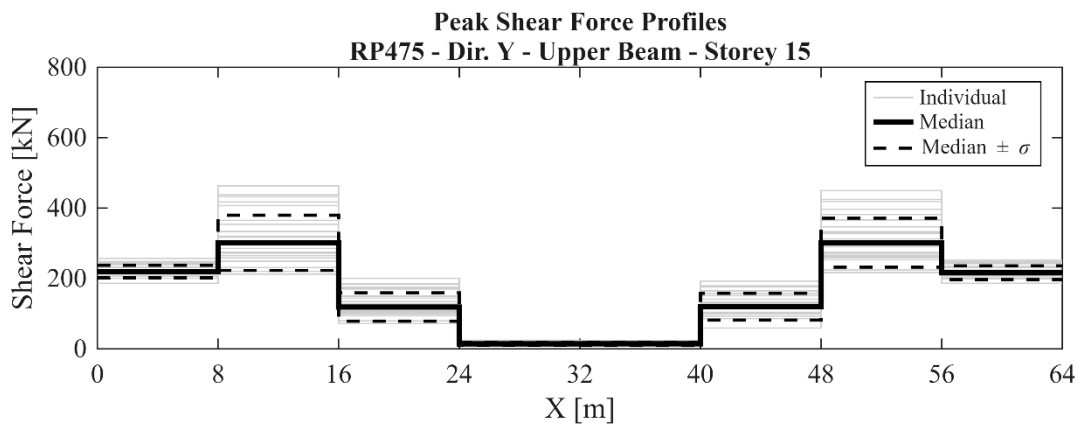
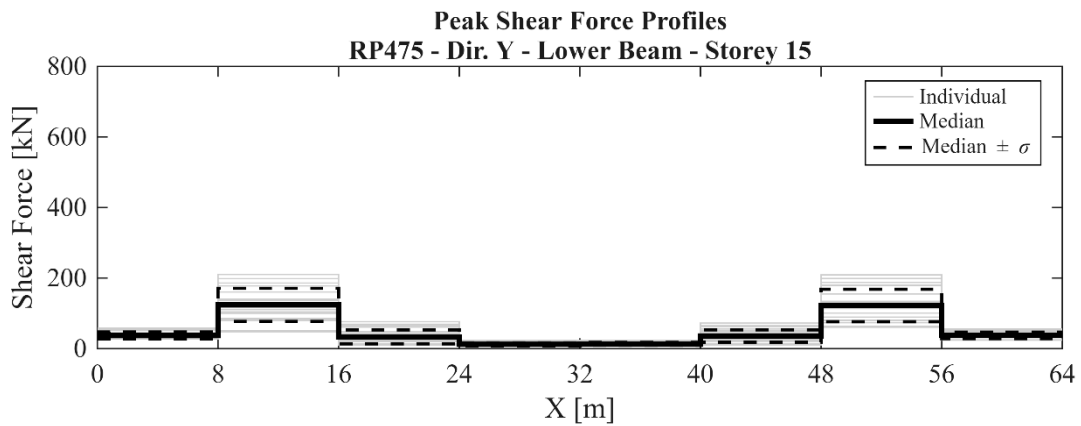
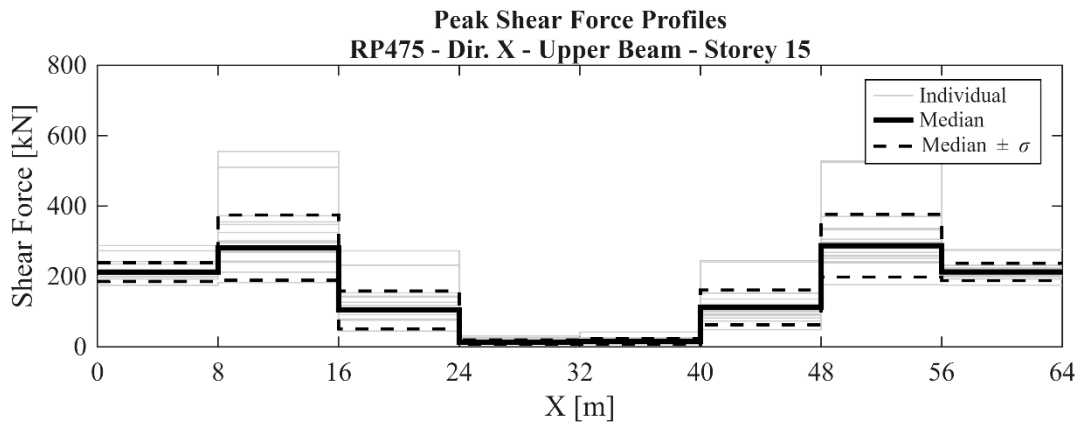
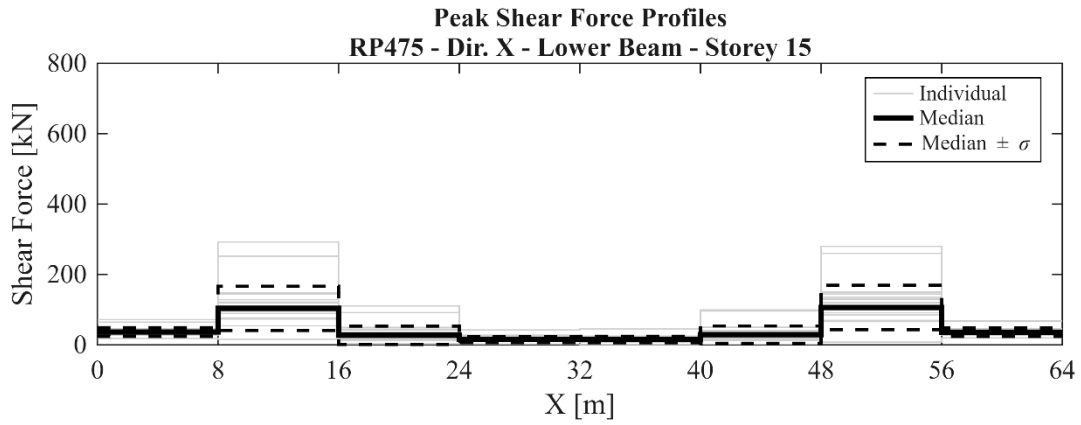


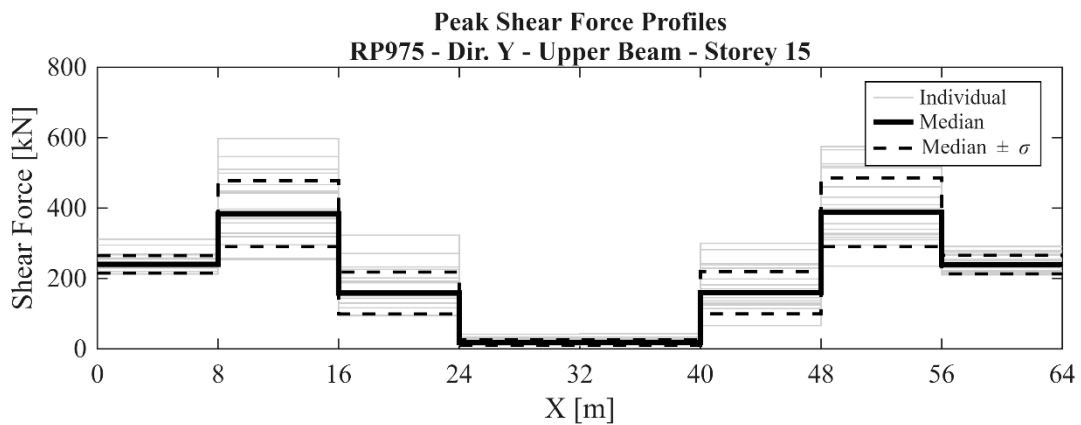
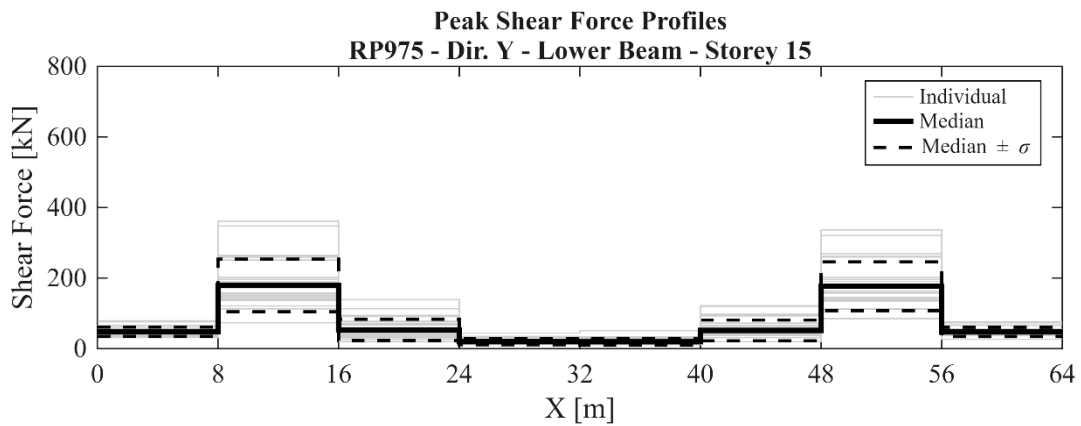
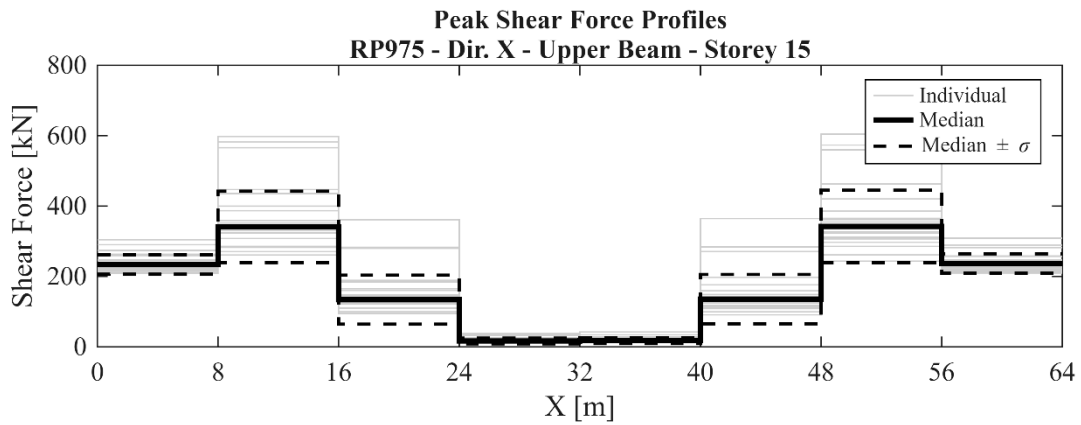
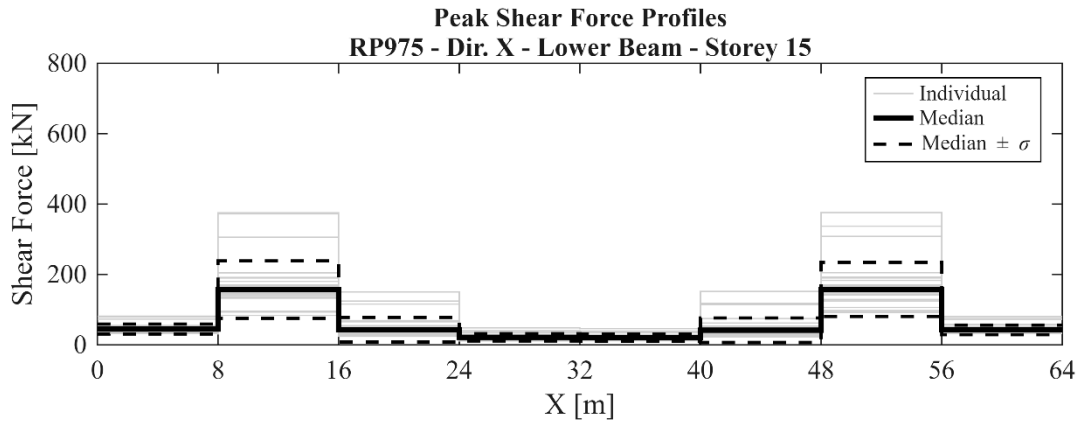




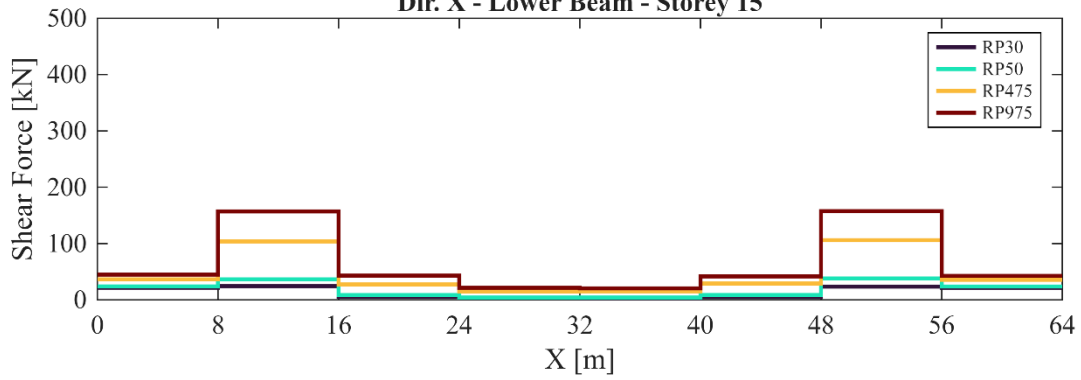




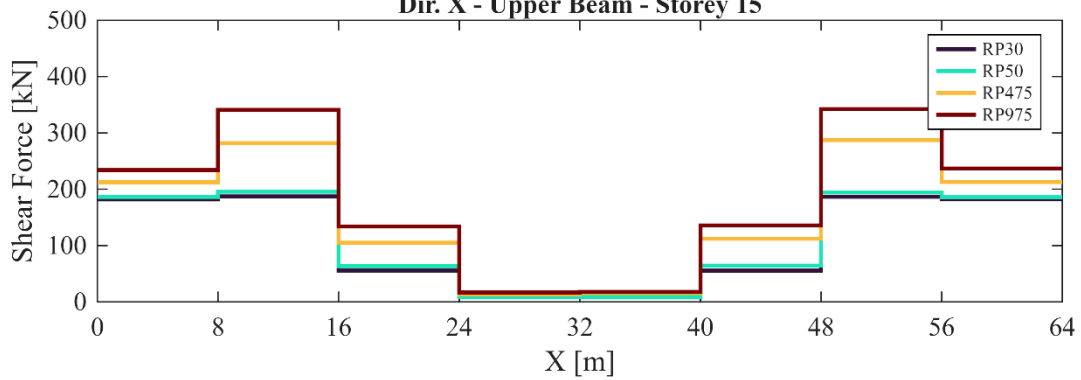




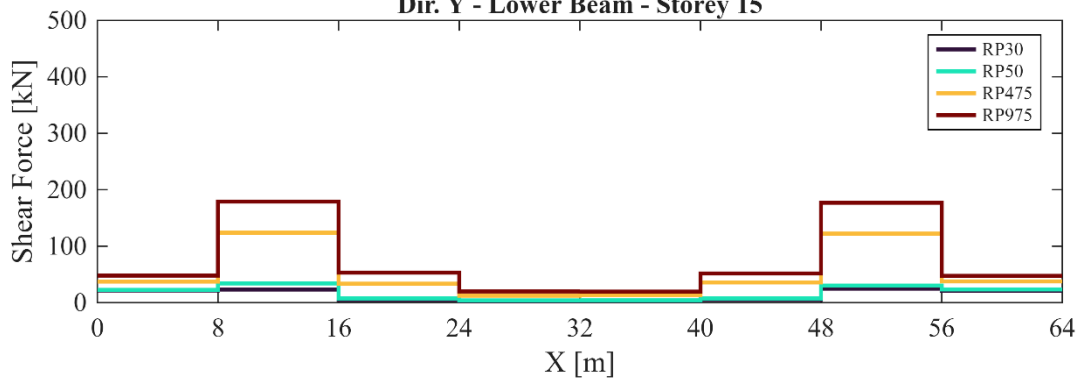
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. X - Lower Beam - Storey 15**



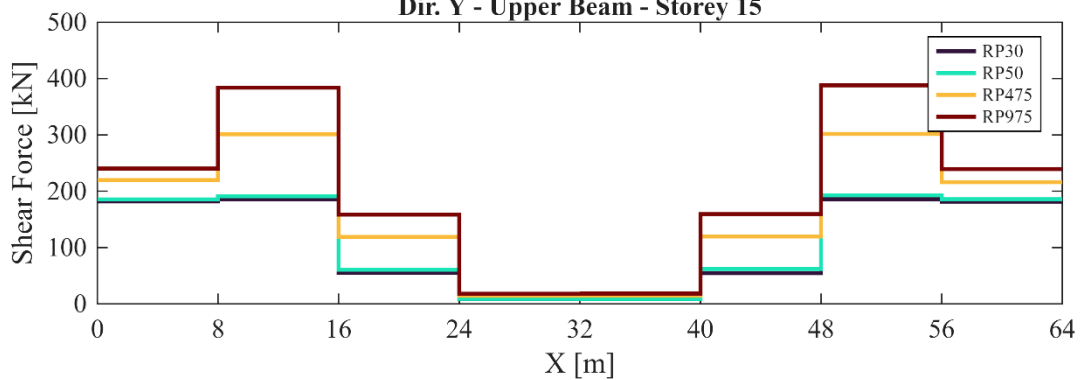
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. X - Upper Beam - Storey 15**

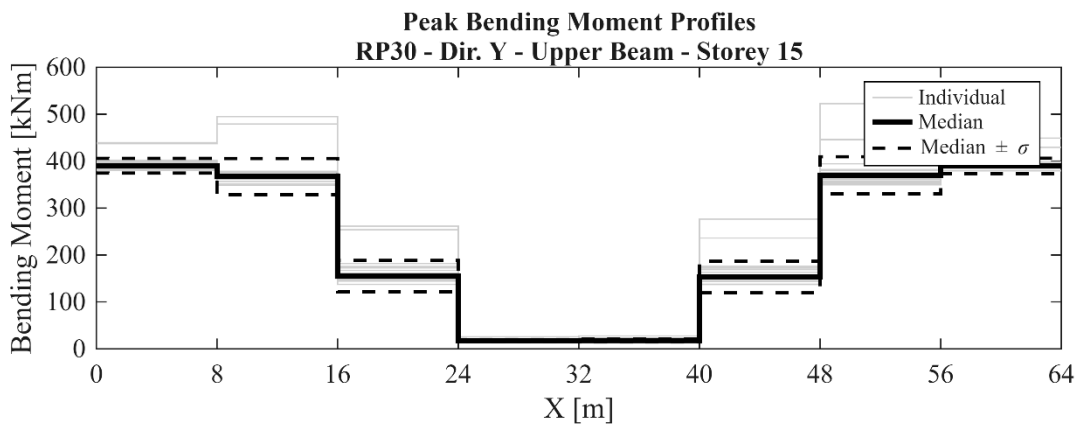
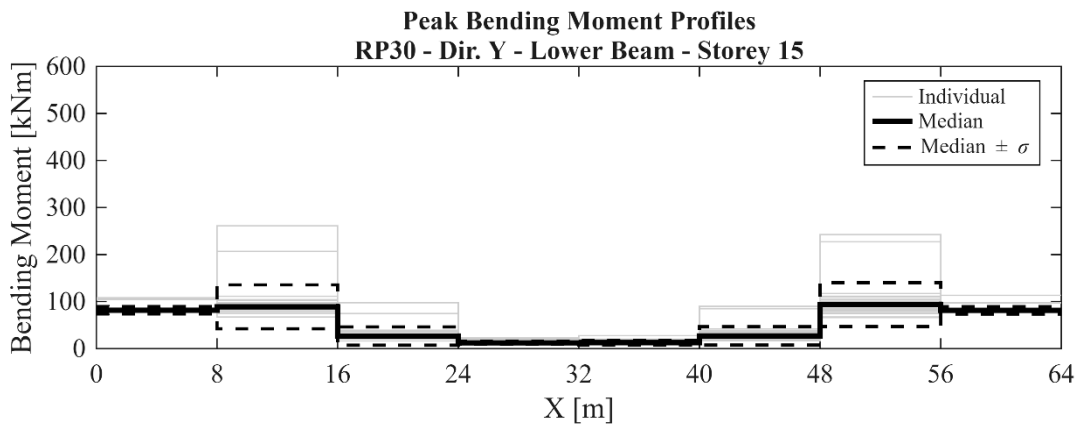
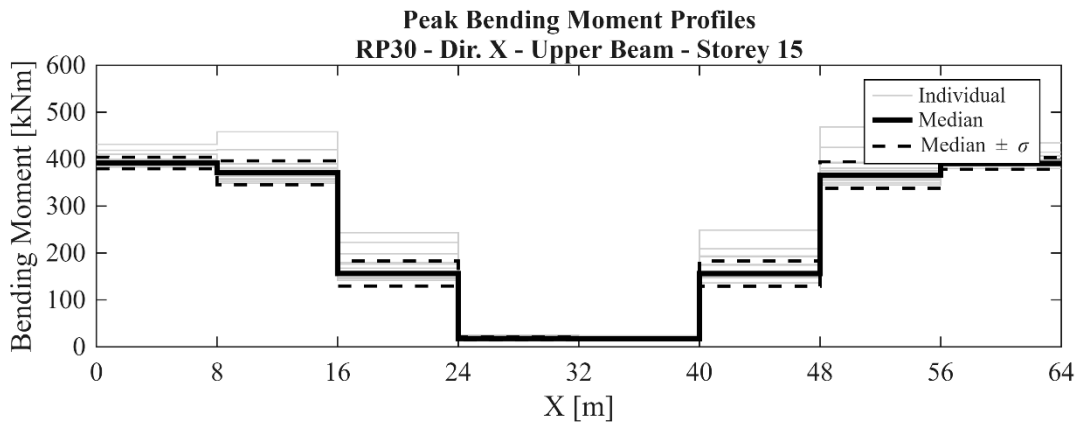
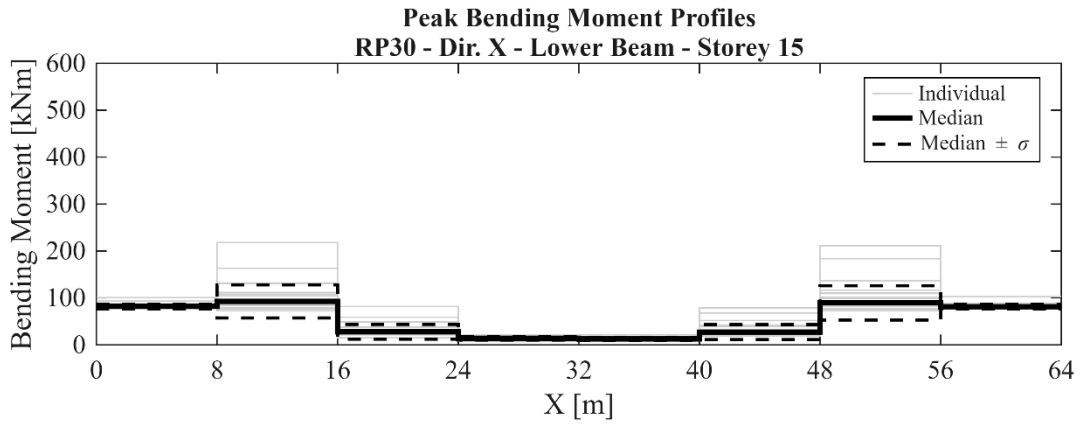


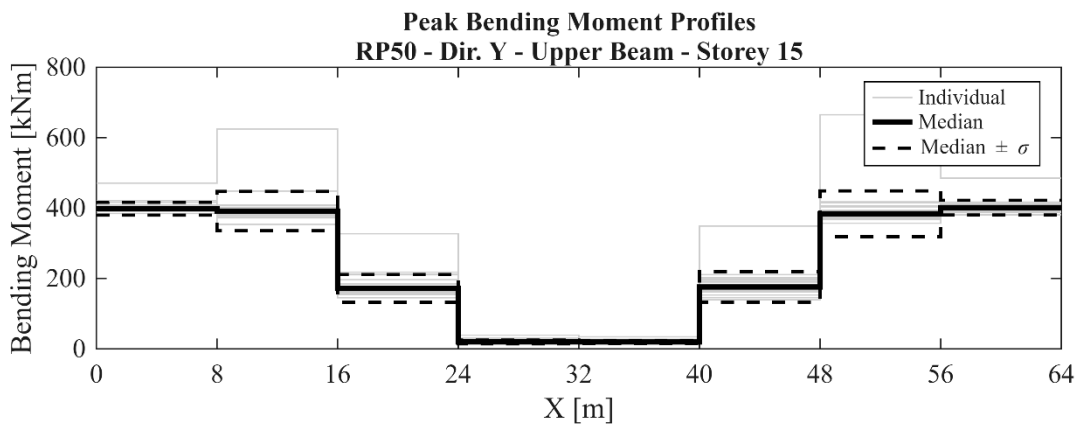
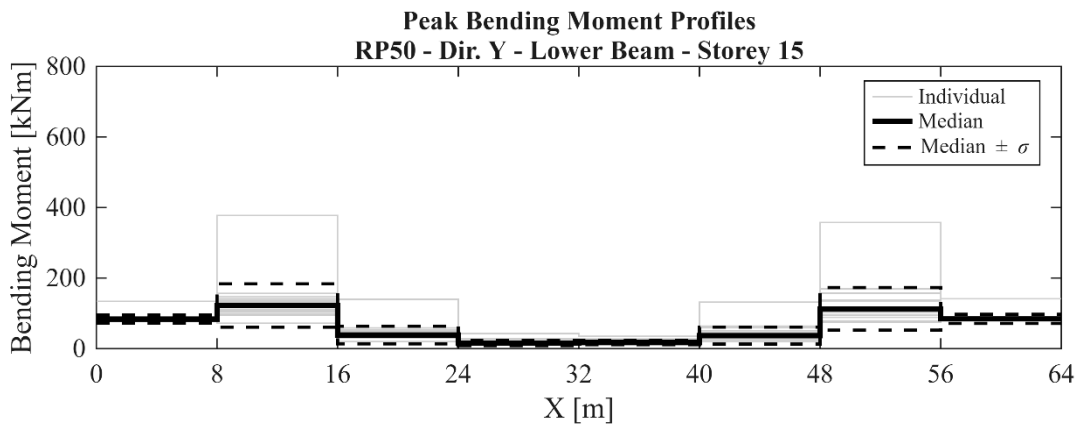
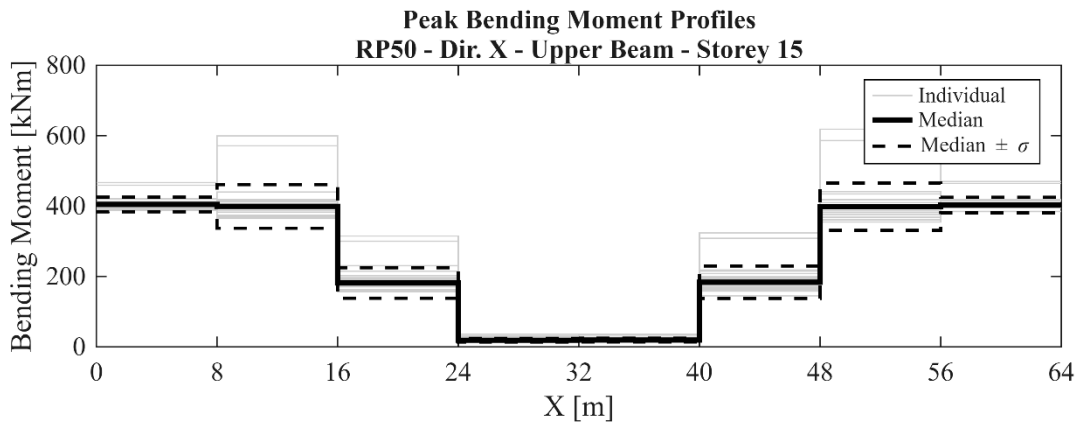
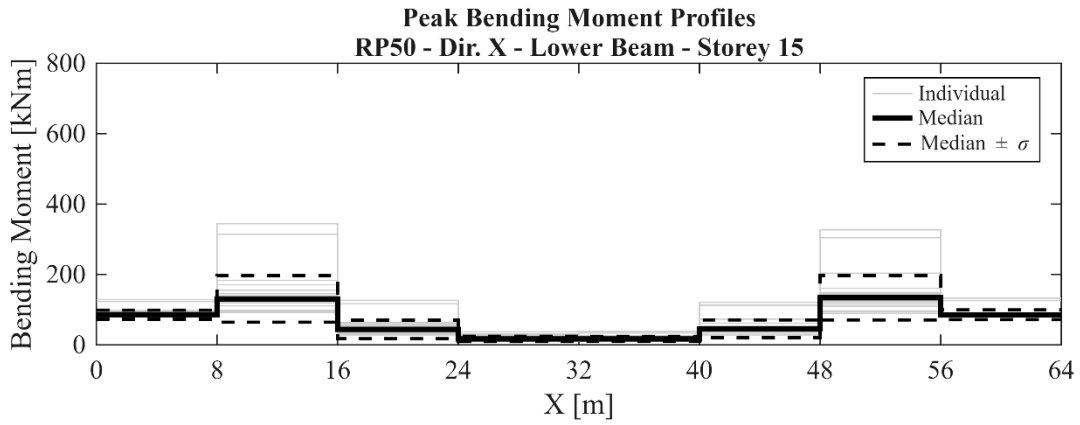
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. Y - Lower Beam - Storey 15**

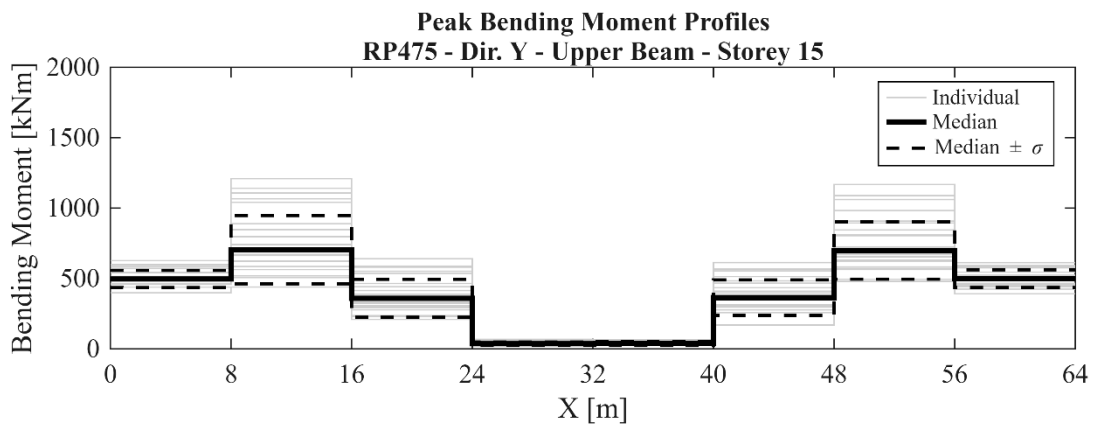
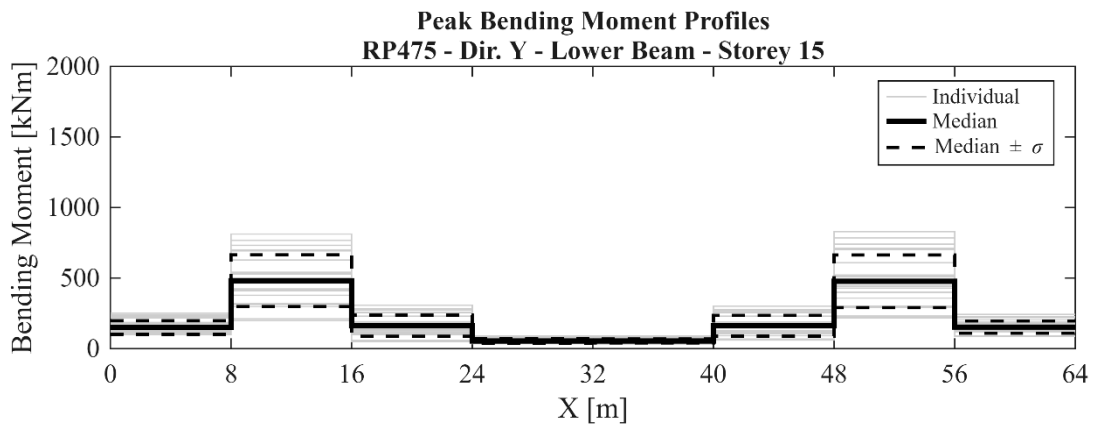
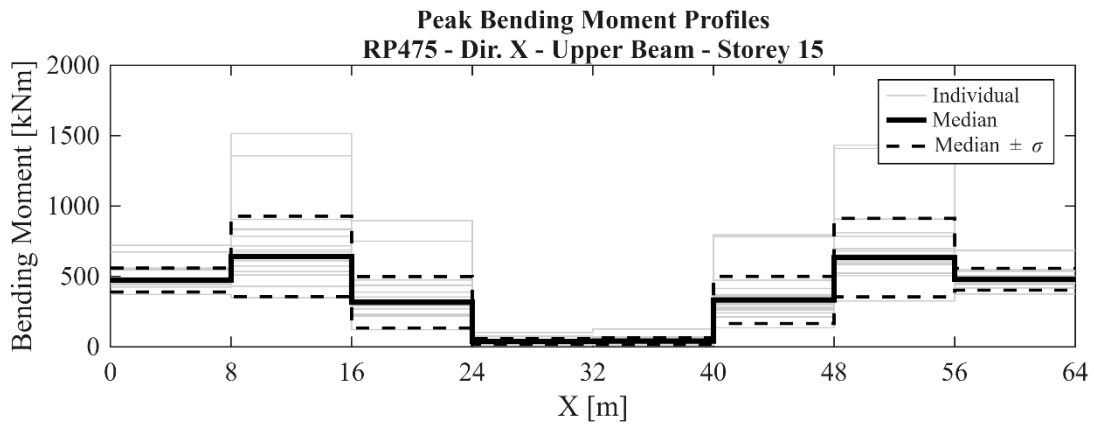
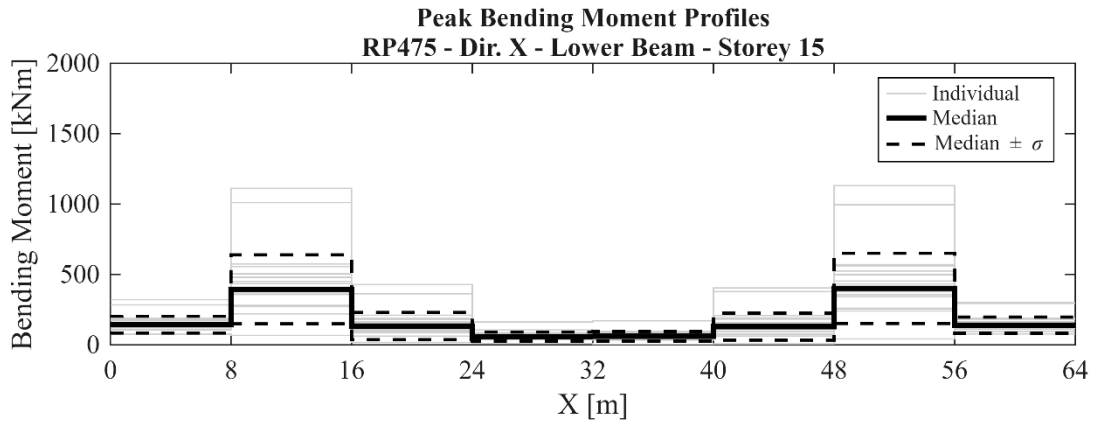


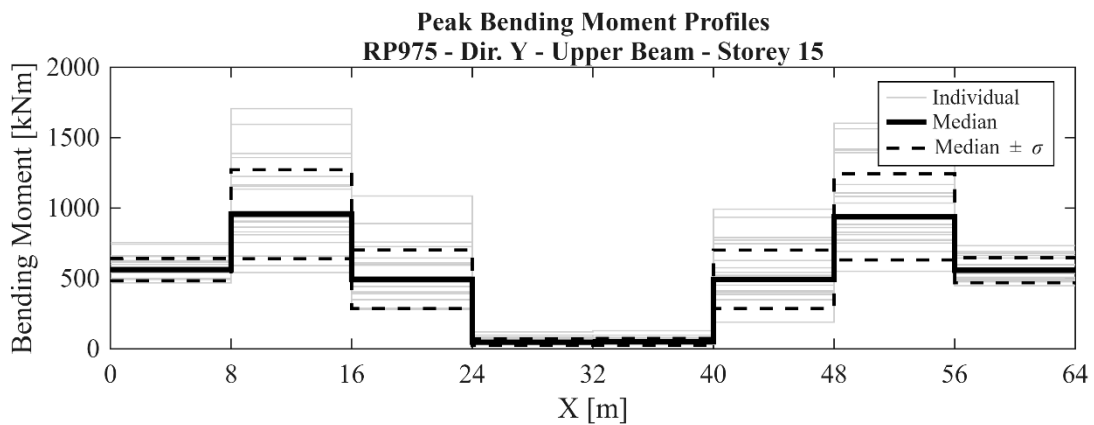
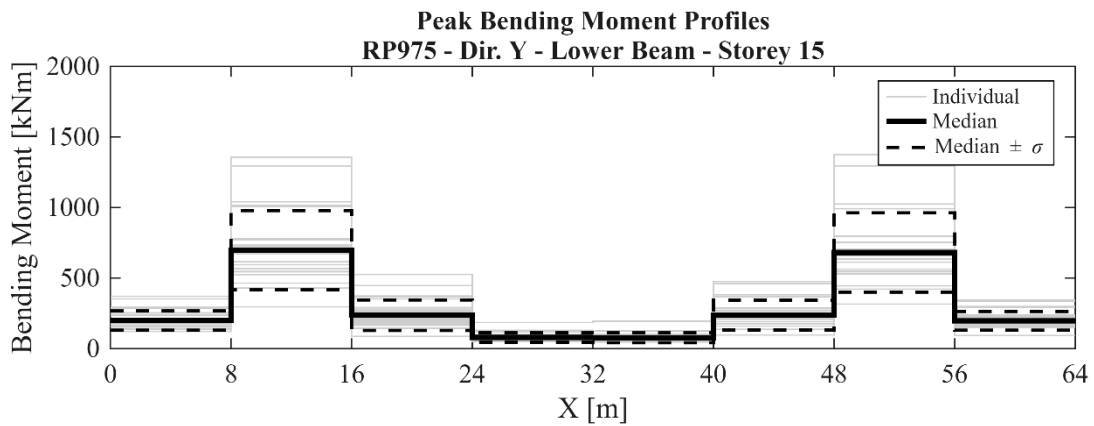
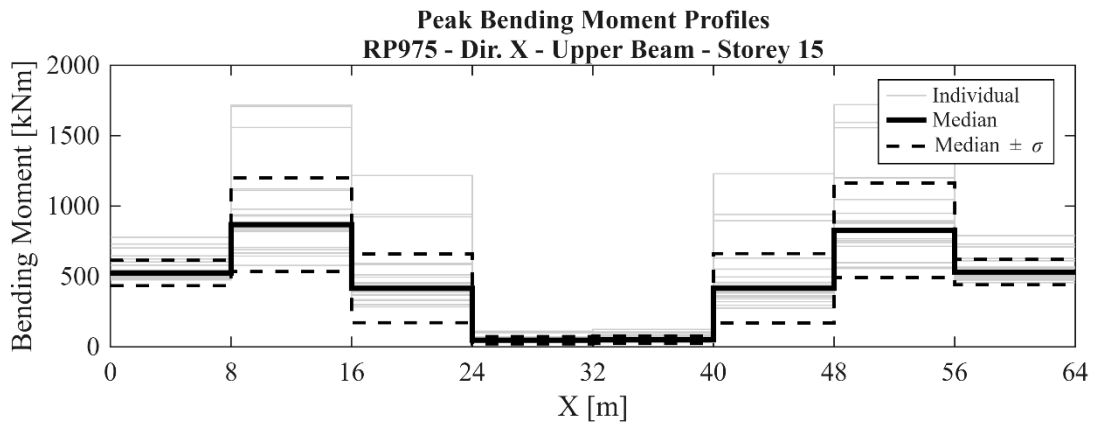
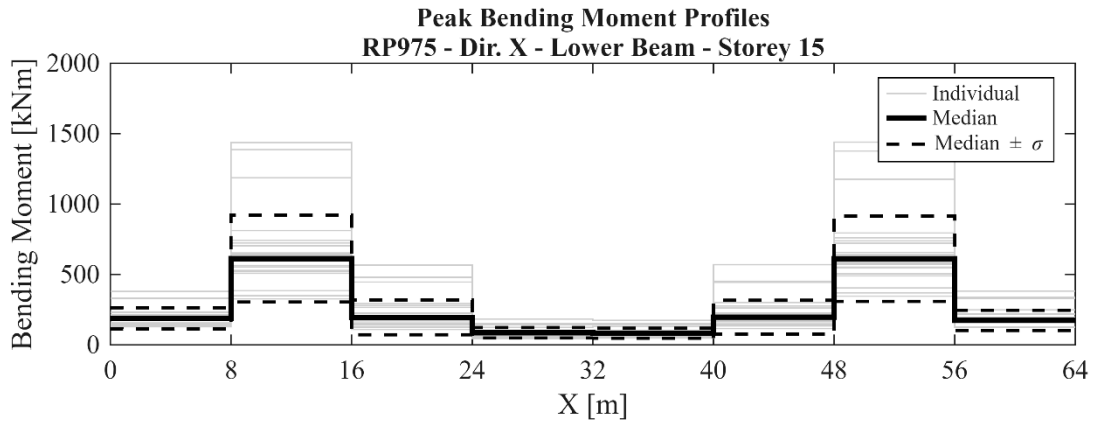
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. Y - Upper Beam - Storey 15**

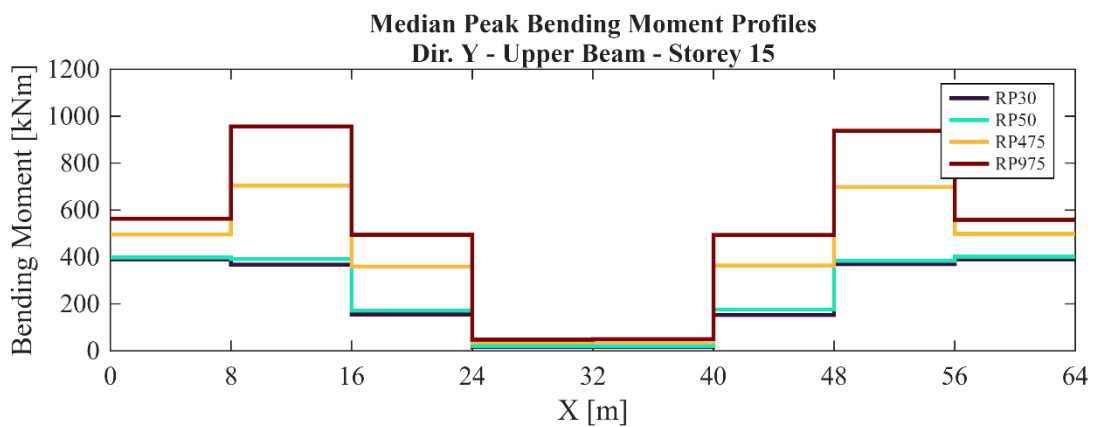
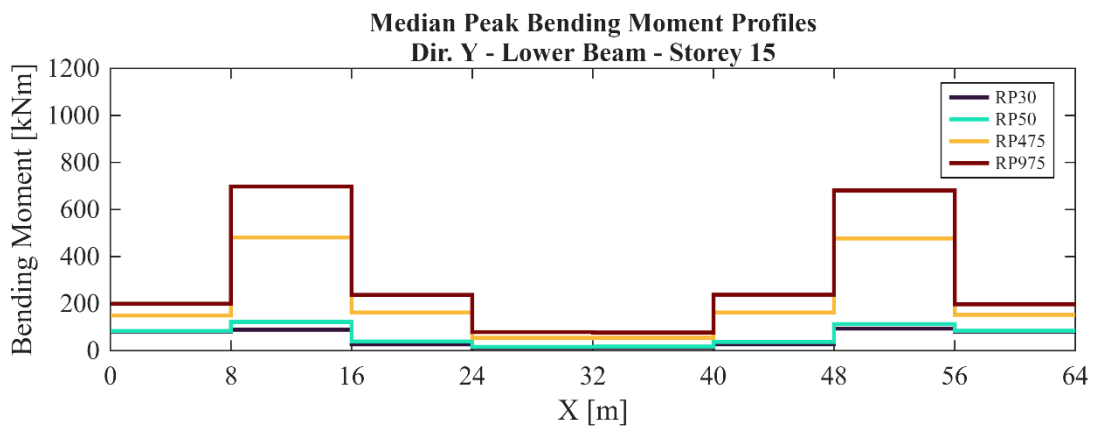
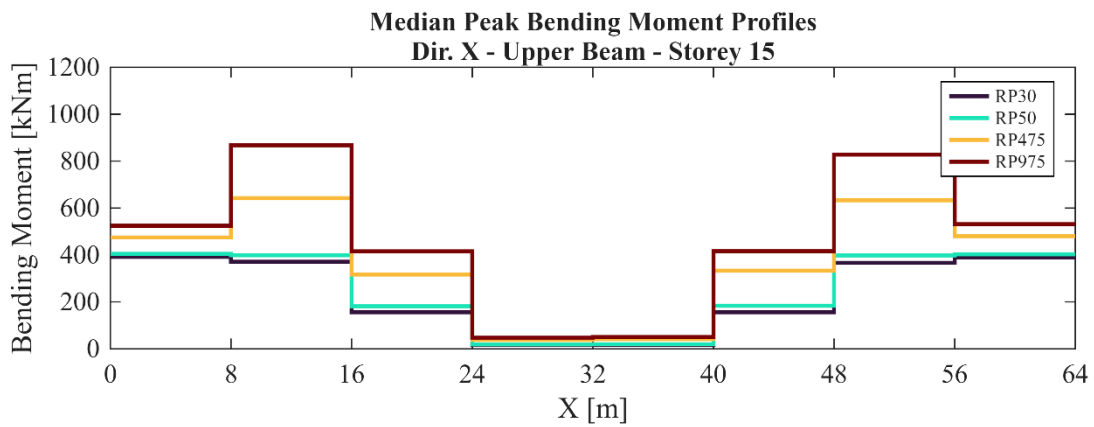
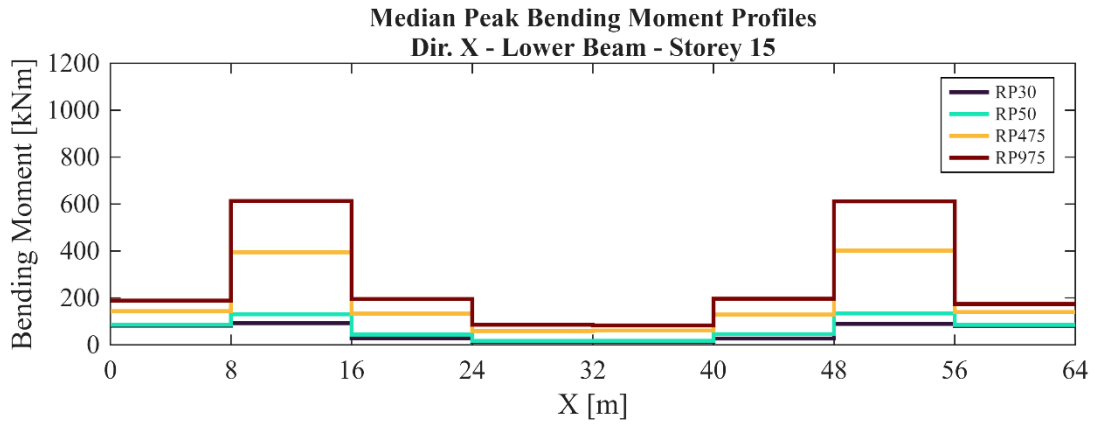




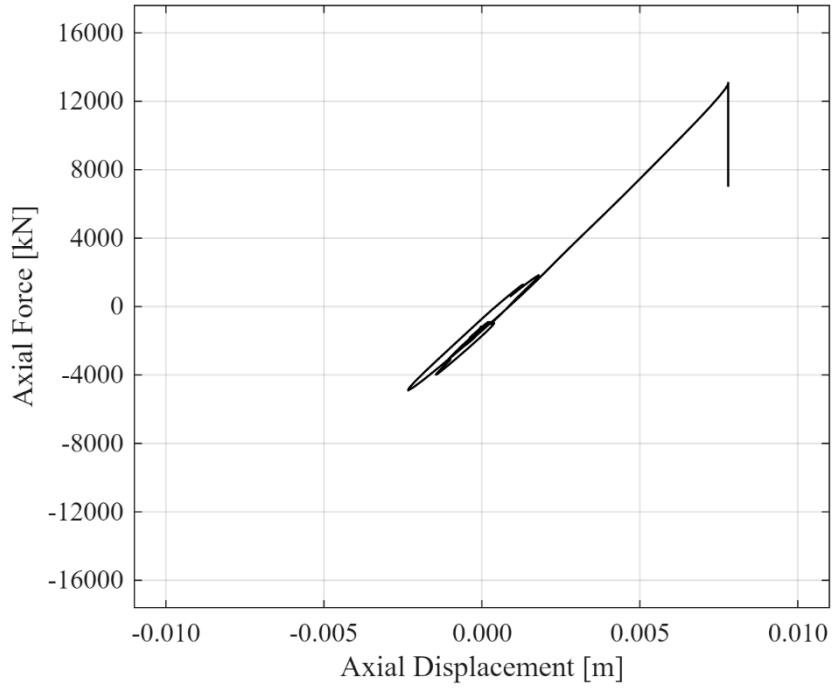




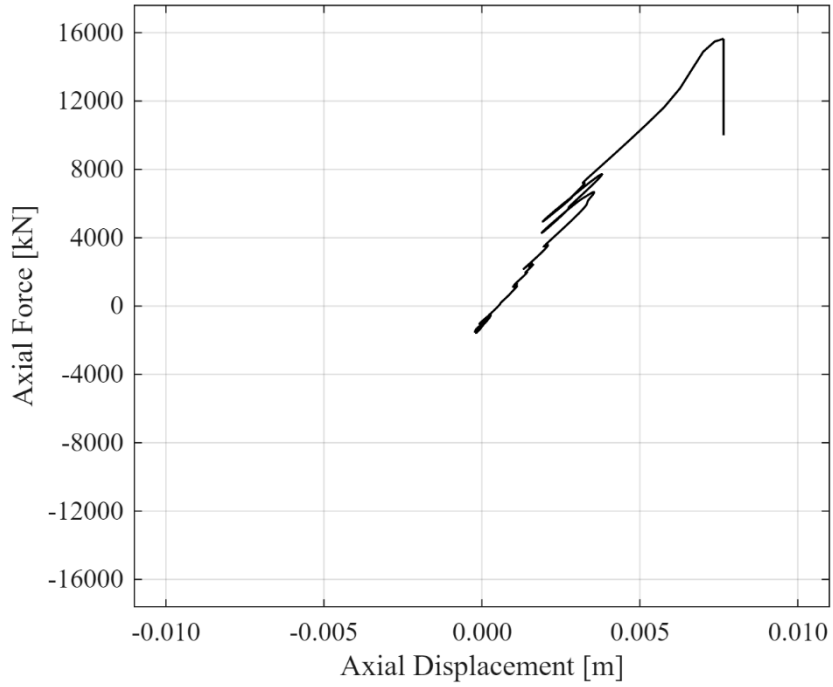




**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. X**



**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. Y**



I risultati riguardanti gli spostamenti laterali restituiscono una deformata compatibile con il comportamento a mensola già osservato nei modelli precedenti. I picchi mediani in sommità si attestano intorno a 0.04 m (RP30, X e Y), crescendo a circa 0.06 m (RP50, X e Y). Con l'incremento dell'intensità sismica, i valori raggiungono 0.21 m (RP475, X) e 0.25 m (RP475, Y), fino a 0.31 m (RP975, X) e 0.38 m (RP975, Y). Dai grafici delle curve mediane si può notare che l'edificio raggiunge spostamenti in sommità di circa 1 m (RP9975, X e Y).

I profili di *drift* interpiano evidenziano le stesse riduzioni in corrispondenza dei piani irrigiditi dagli *outrigger* (15°, 30° e 45° piano). In questo edificio, la domanda di *drift* si concentra in corrispondenza dei due terzi dell'altezza totale, ad esclusione del 30° piano: per le intensità più ridotte, i *drift* massimi mediani si limitano allo 0.04 % (RP30, X e Y) e 0.06 % (RP50, X e Y). Per gli *input* sismici più elevati, si registra un incremento, con valori che toccano lo 0.24 % (RP475, X) e lo 0.25 % (RP475, Y) per poi culminare in picchi pari a 0.35 % (RP975, X) e 0.34 % (RP975, Y). In corrispondenza del periodo di ritorno più elevato si raggiungono valori pari a 0.90 % (RP9975, X) e 0.93 % (RP9975, Y).

Per quanto riguarda le accelerazioni assolute di piano, la tendenza si mantiene in linea con i modelli precedenti. Riguardo ai sismi meno intensi, i valori mediani massimi si assestano tra 0.04 g (RP30, X) e 0.05 g (RP30, Y), per poi incrementare a circa 0.07 g (RP50, X) e 0.06 g (RP50, Y). Durante i sismi più estremi, si misurano accelerazioni di 0.24 g (RP475, X) e 0.23 g (RP475, Y), con i massimi assoluti in sommità che sfiorano i 0.36 g (RP975, X) e i 0.33 g (RP975, Y). Questi risultati ribadiscono l'effetto dei sistemi *outrigger* già discusso per i precedenti modelli. I grafici delle curve mediane evidenziano come le accelerazioni massime vengano raggiunte in corrispondenza dell'*outrigger* posto al 30° piano, con picchi molto elevati superiori ai 3 g (RP9975, X e Y).

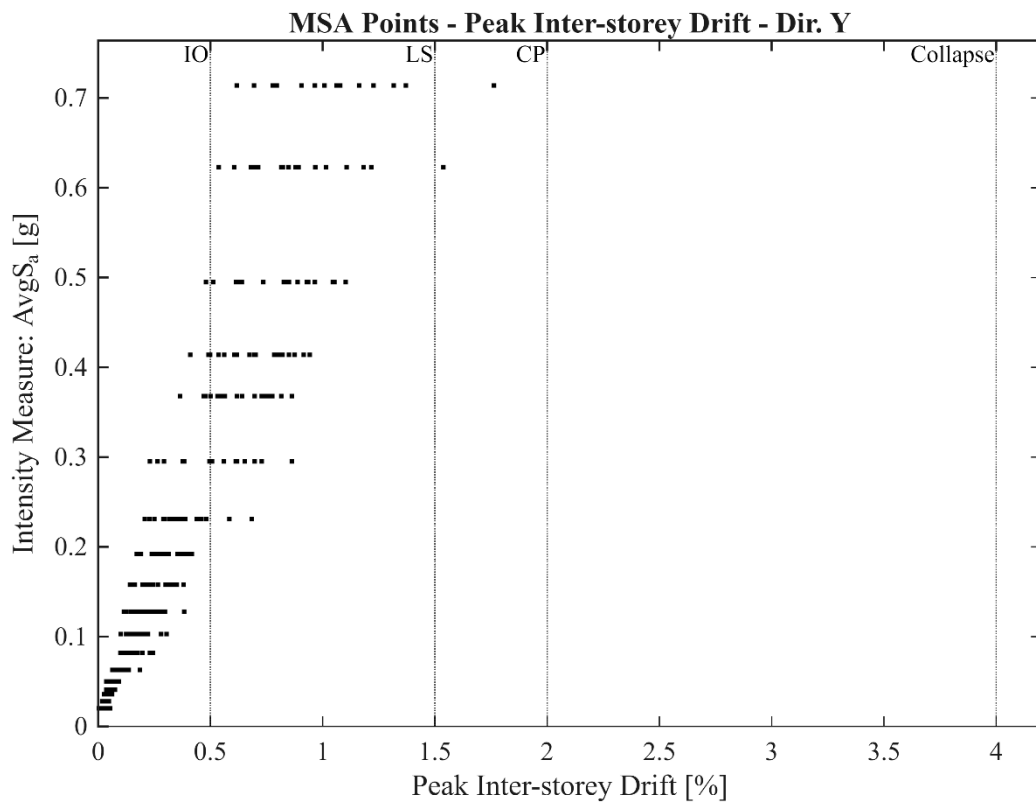
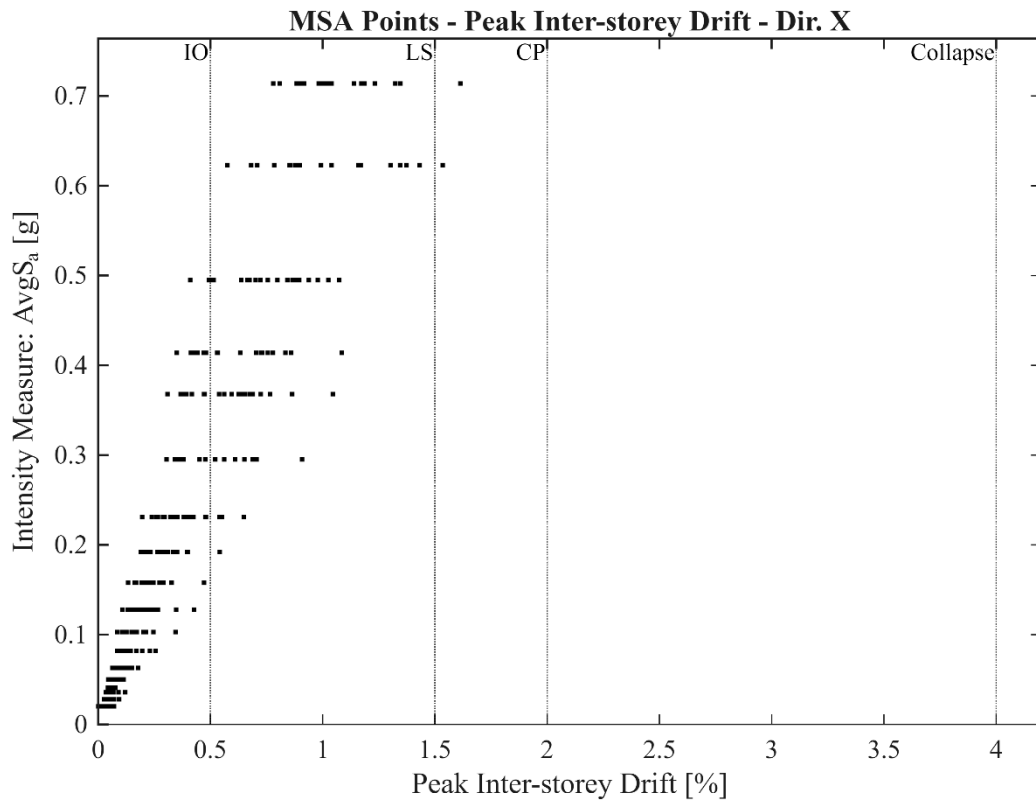
Le azioni interne sulle colonne ripropongono il tipico incremento di sollecitazioni alla base, affiancato dalle ormai note discontinuità in corrispondenza dei piani tecnici. Per le intensità più lievi, i tagli massimi mediani si aggirano sui 12-13 kN (RP30, X e Y), fino a 16-17 kN (RP50, X e Y). Per i sismi più intensi, le forze di taglio raggiungono 83 kN (RP475, X) e 65 kN (RP475, Y), fino a 103 kN (RP975, X) e 90 kN (RP975, Y). Anche per quanto riguarda i momenti flettenti, inizialmente i valori si attestano intorno a 33 kNm

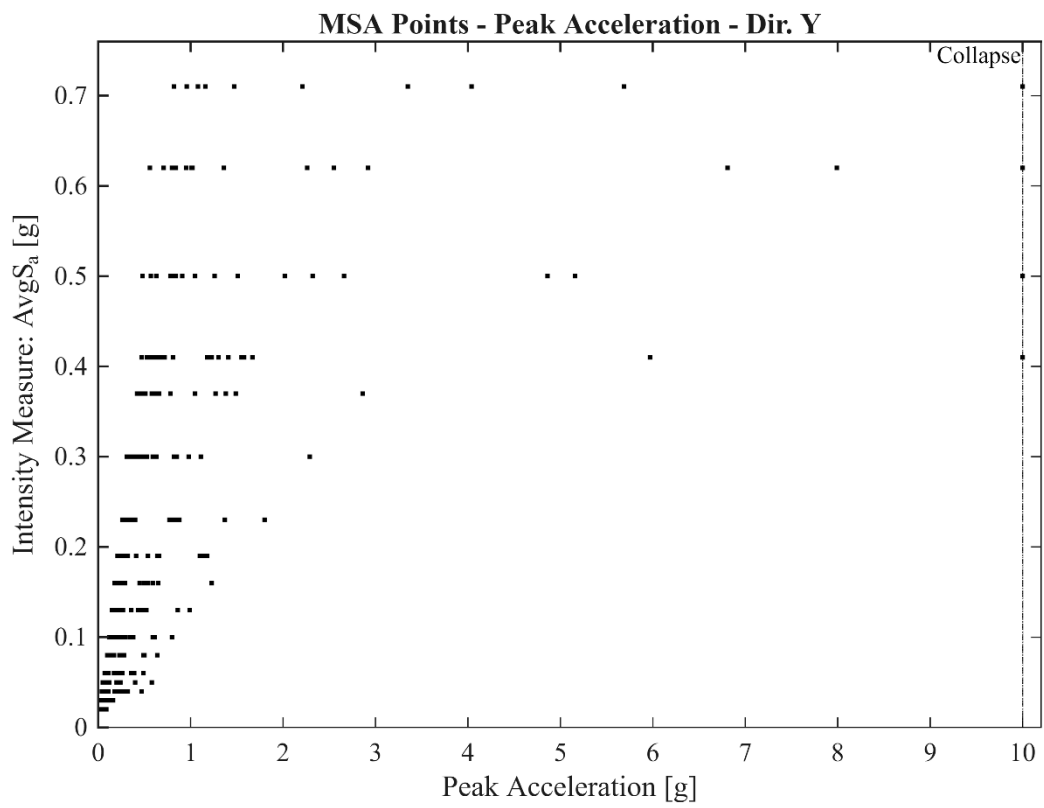
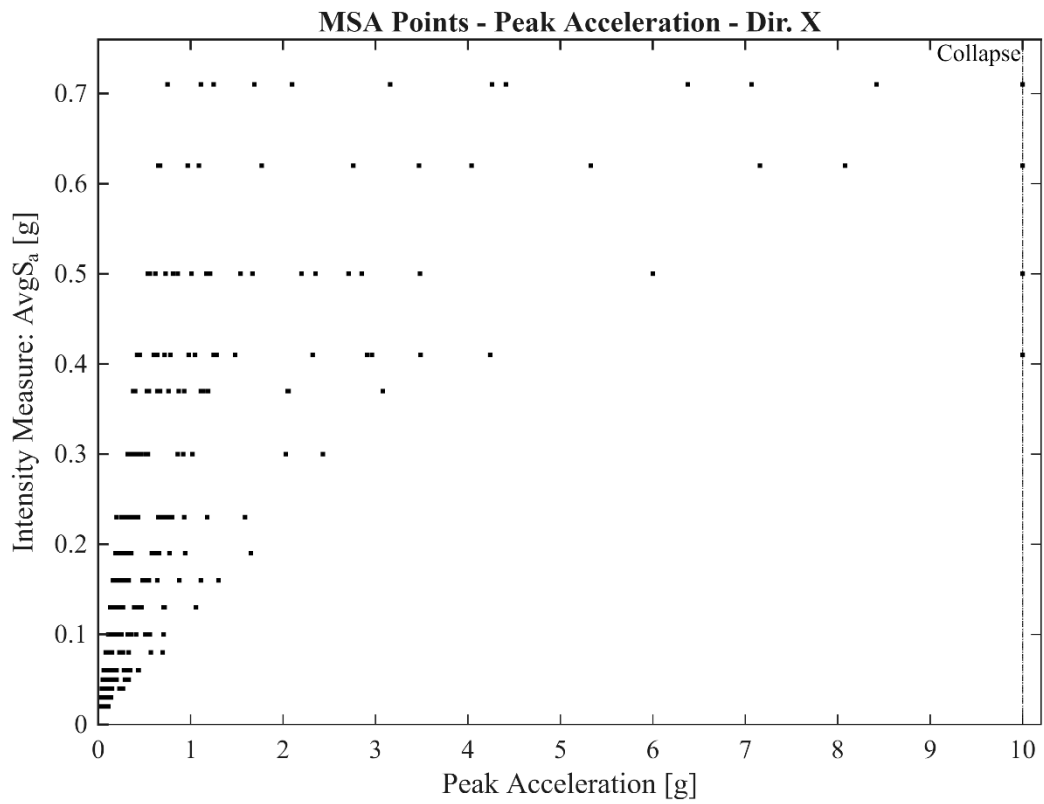
(RP30, X e Y) e i 48 kNm (RP50, X e Y) per gli eventi moderati, giungendo fino a 227 kNm (RP475, X), 197 kNm (RP475, Y), 294 kNm (RP975), X e 252 kNm (RP975, Y).

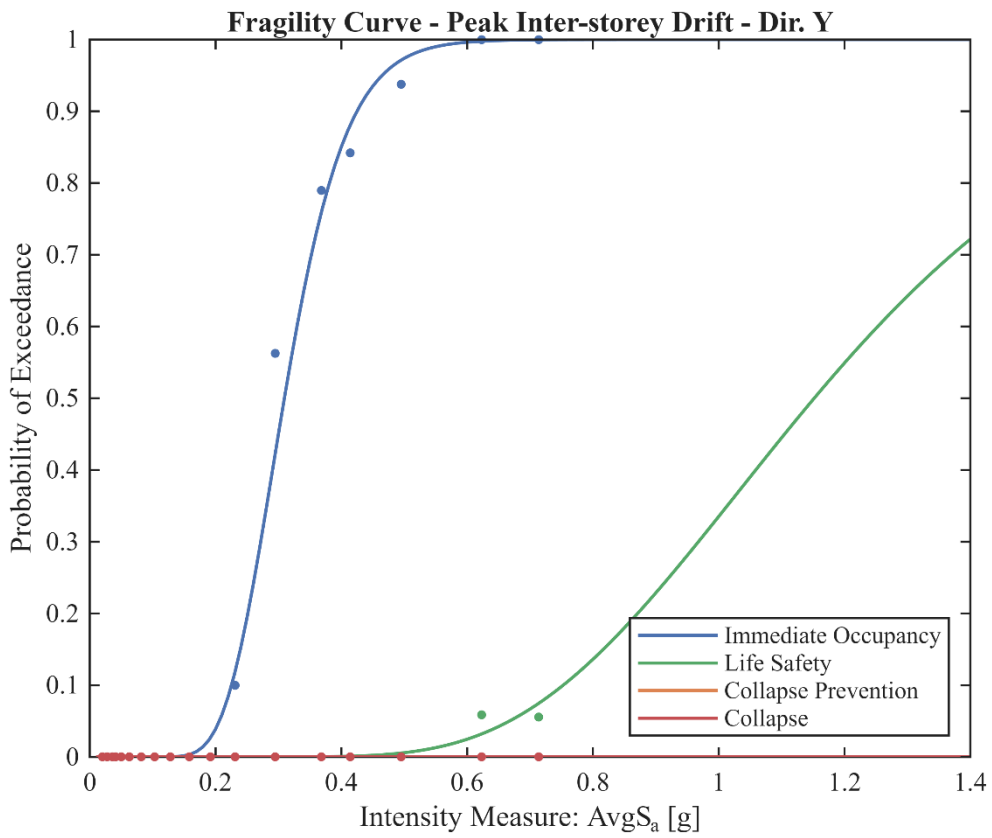
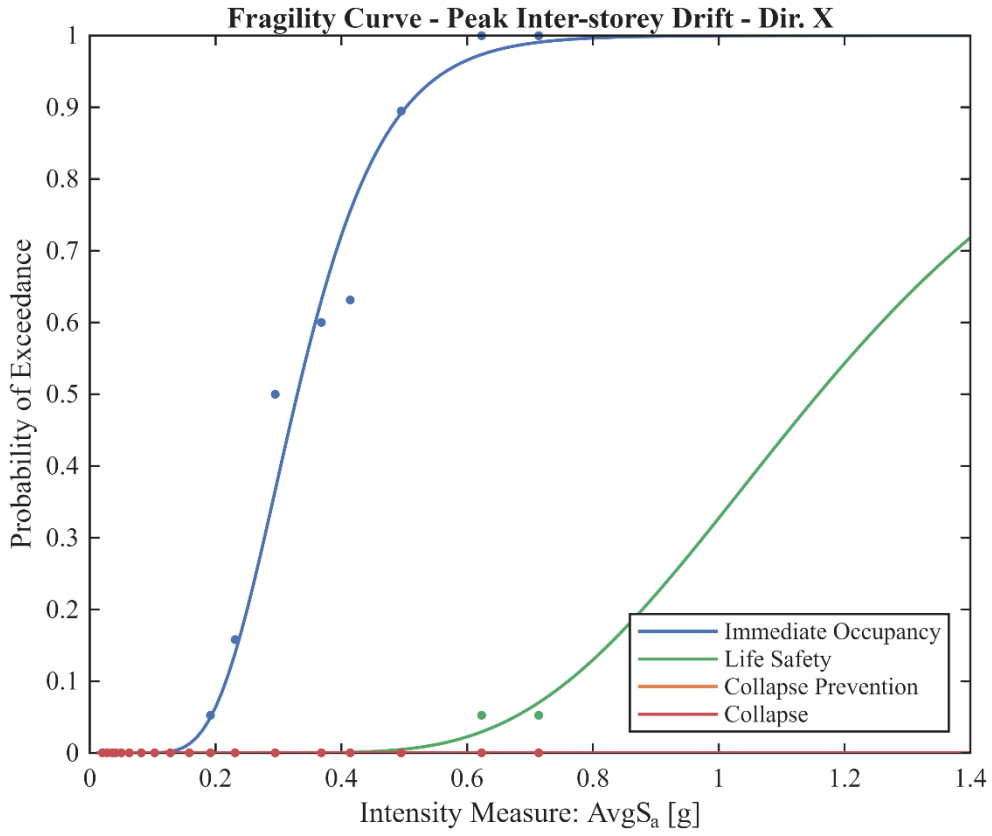
Analizzando l'*outrigger* del 15° piano, si conferma la stessa tendenza vista nei modelli precedenti. Vengono raggiunti picchi di azione assiale di 5000 kN (RP975), maggiormente concentrati nelle travi superiori.

Infine, valutando il comportamento del controvento più sollecitato (anche in questo caso al piano terra), si nota come la rottura venga raggiunta a oltre 12000 kN a trazione in direzione X e a quasi 16000 kN in direzione Y, sempre a trazione.

4.3.2. Punti MSA e Curve di Fragilità







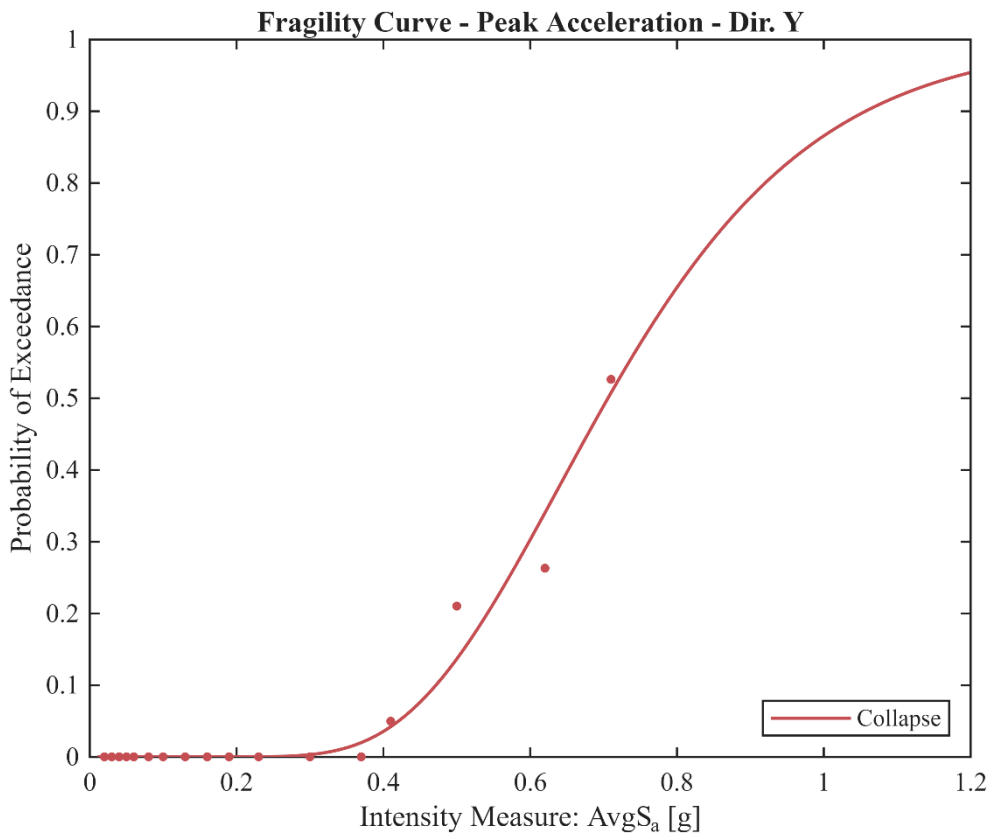
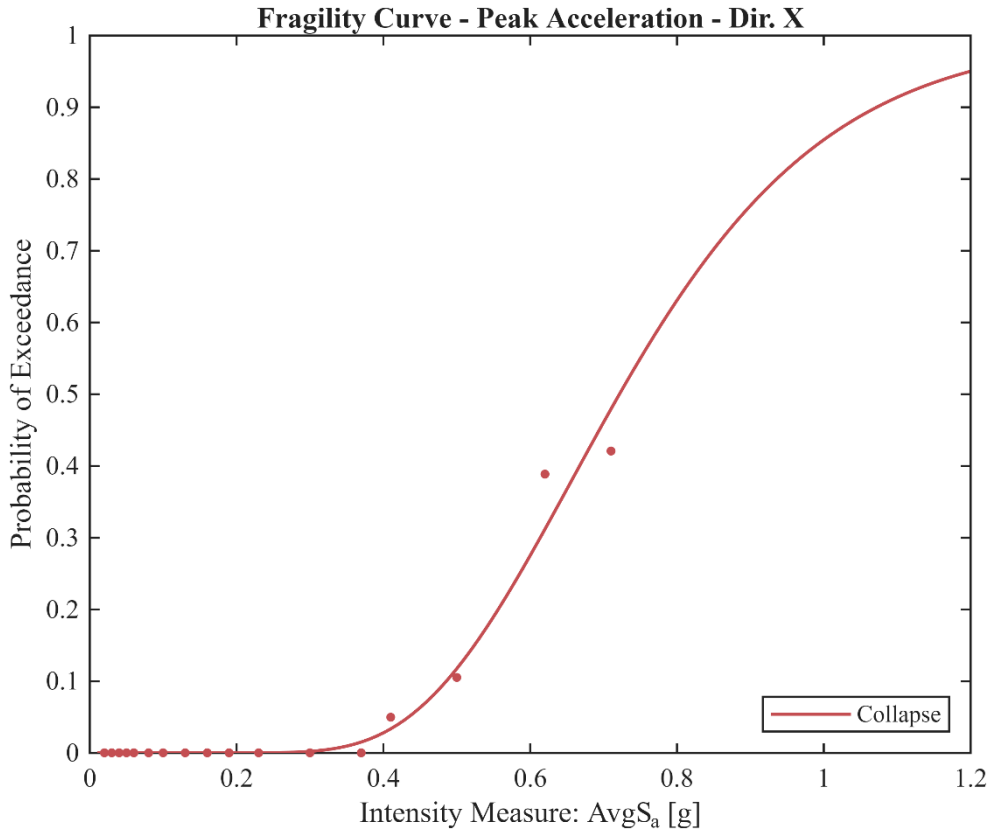


Tabella 27: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.330	0.330	0.986
<i>Life Safety</i>	1.158	0.330	0.823
<i>Collapse Prevention</i>	-	-	-
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 28: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.309	0.247	0.992
<i>Life Safety</i>	1.152	0.332	0.808
<i>Collapse Prevention</i>	-	-	-
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 29: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.722	0.308	0.966

Tabella 30: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione Y.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.706	0.315	0.963

Per quanto riguarda il modello da 45 piani, i primi quattro grafici presentano la consueta dispersione dei punti *MSA*, mantenendo l'impostazione delle 18 strisce orizzontali di intensità sismica. Anche in questo caso l'evoluzione della domanda viene valutata in termini di *drift* interpiano e di accelerazione assoluta massima di piano, con il limite di collasso per quest'ultima sempre fissato a 10 g.

Le curve di fragilità relative al *drift* interpiano ribadiscono il comportamento strutturale già riscontrato negli edifici più bassi: il modello non registra alcuna probabilità di superamento dello stato limite di *Collapse* (e in questo caso specifico, l'analisi esclude

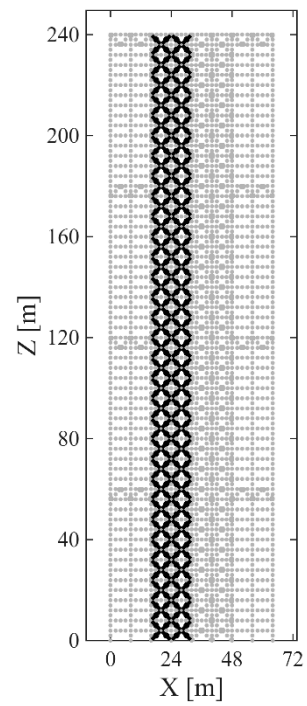
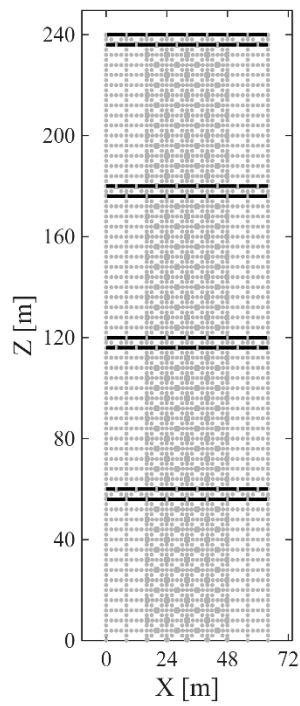
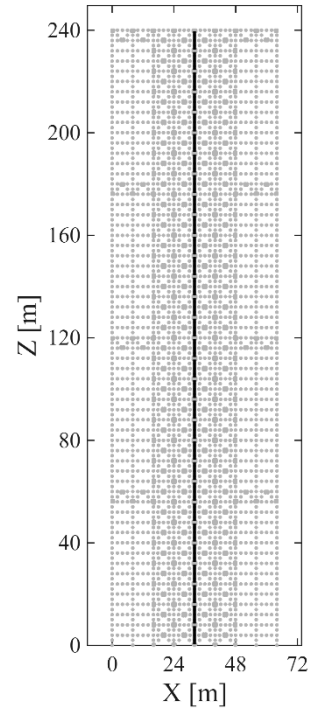
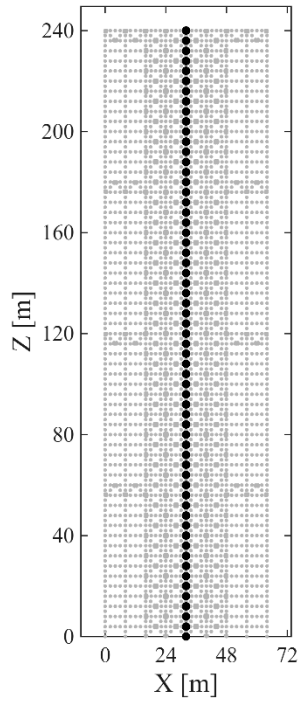
anche il superamento dello stato limite di *Collapse Prevention*) per l'intero intervallo indagato.

Riguardo alle curve di fragilità per l'accelerazione massima di piano, si osserva un livello di vulnerabilità intermedio rispetto ai due casi precedenti. La probabilità di raggiungere lo stato limite di *Collapse* cresce in modo significativo, attestandosi intorno al 50% in corrispondenza dell'intensità massima indagata di 0.714 g. Questo dato trova esatto riscontro nei valori mediani θ riportati nelle Tabelle 29 e 30, pari rispettivamente a 0.722 g e 0.706 g.

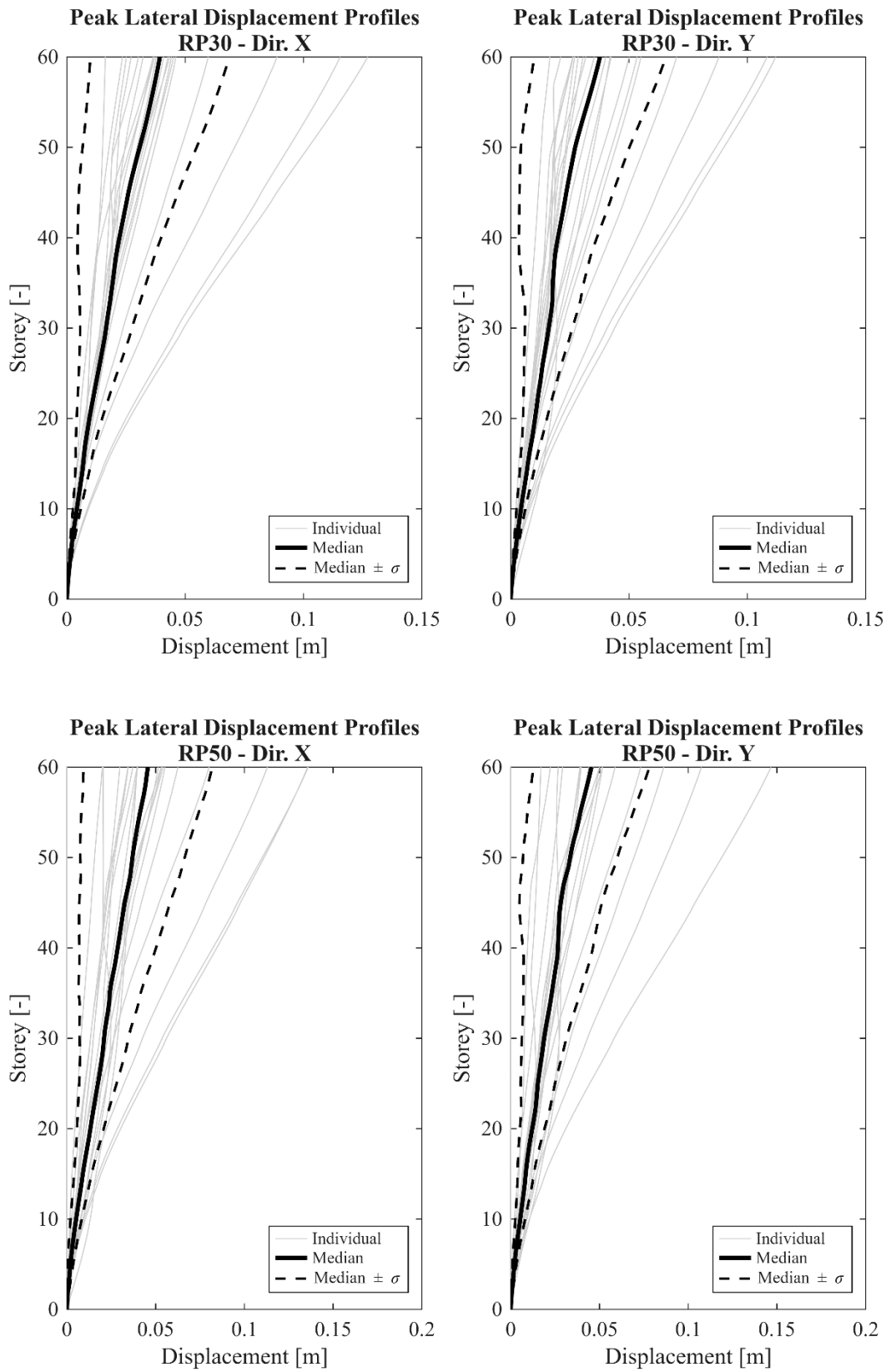
Si consolida quindi il fatto che per questa tipologia di strutture, la vulnerabilità al collasso rimane governata dalle elevate accelerazioni di piano, piuttosto che dalle deformazioni. Infine, i valori del coefficiente di determinazione R^2 nelle Tabelle dalla 27 alla 30 confermano nuovamente l'ottima affidabilità della distribuzione lognormale adottata.

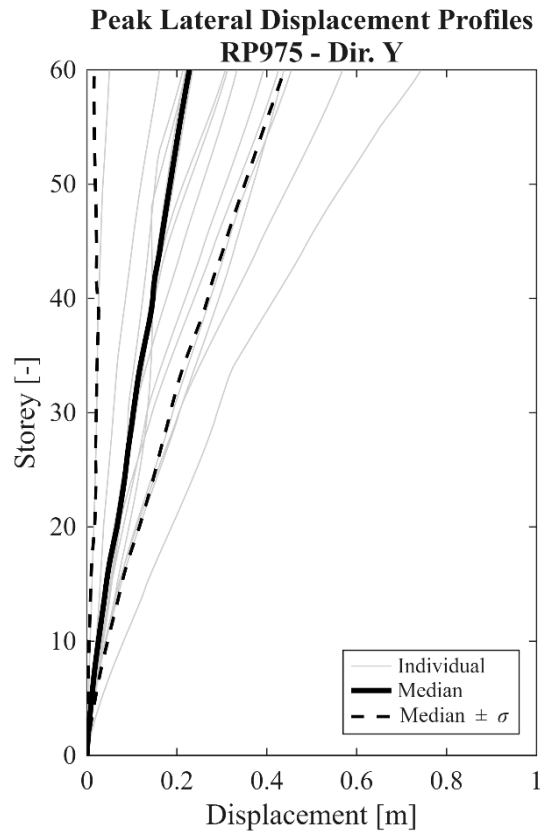
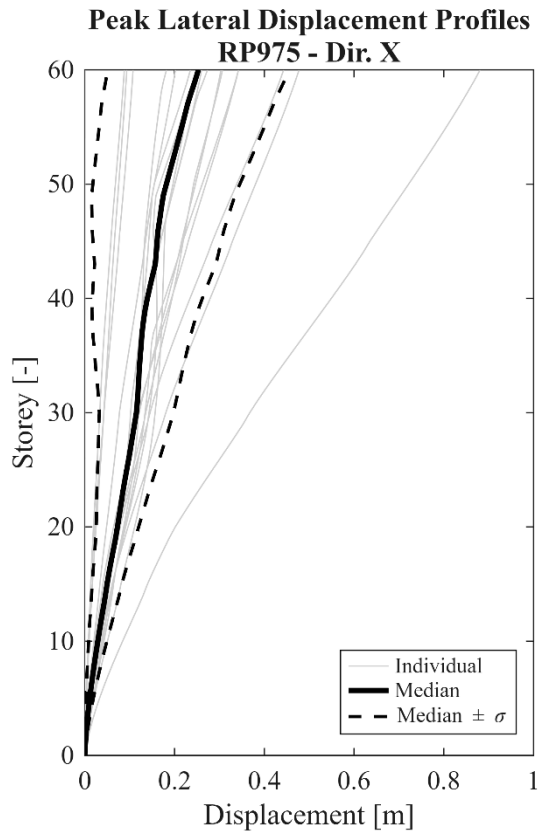
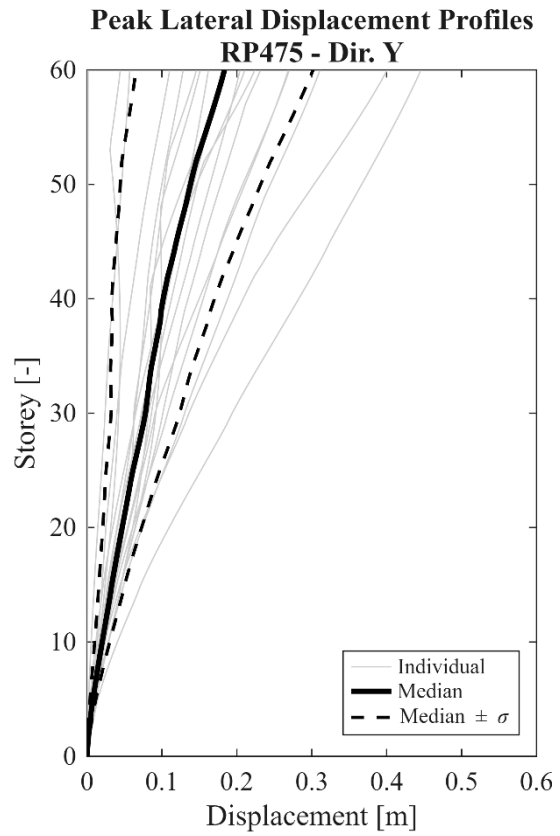
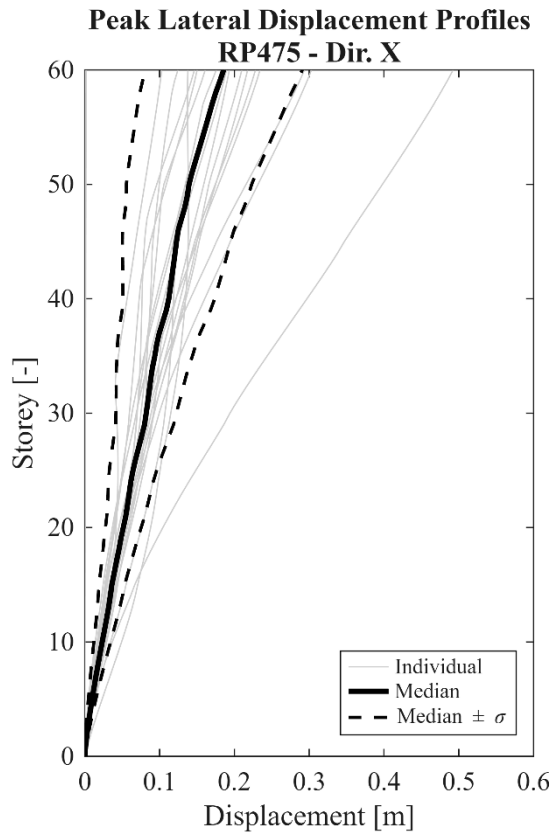
4.4. Edificio 4 (60 piani, 240 m)

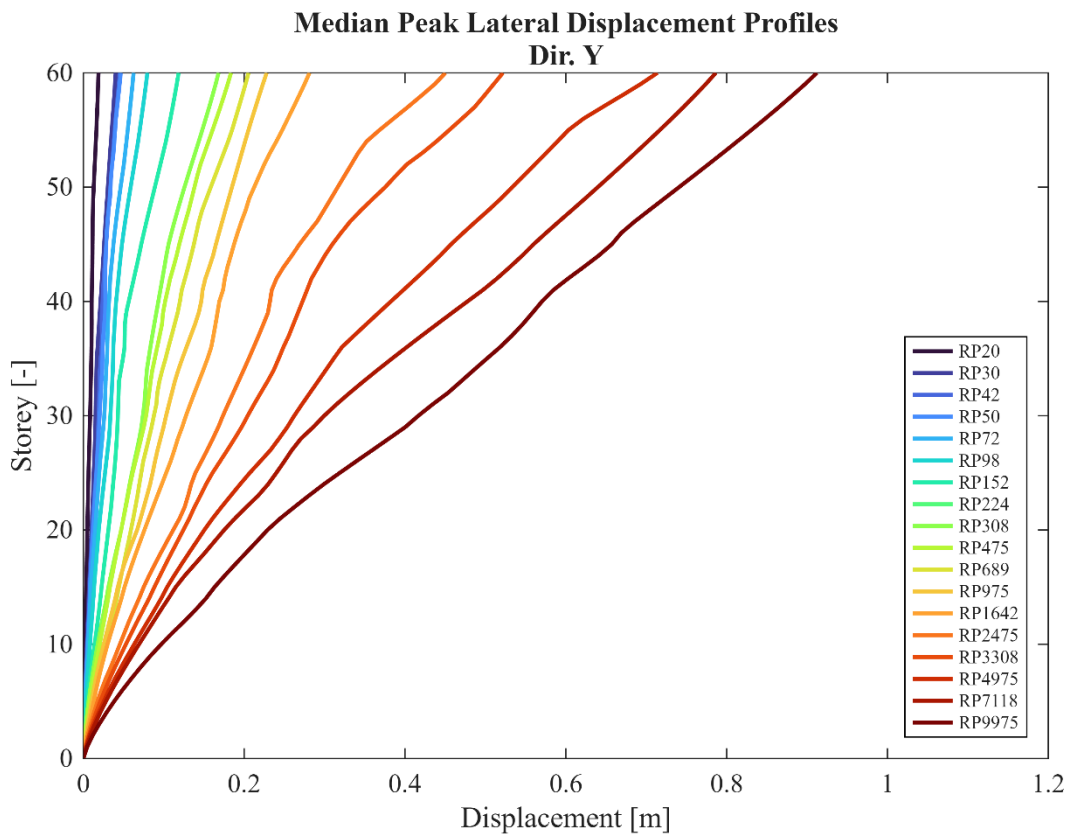
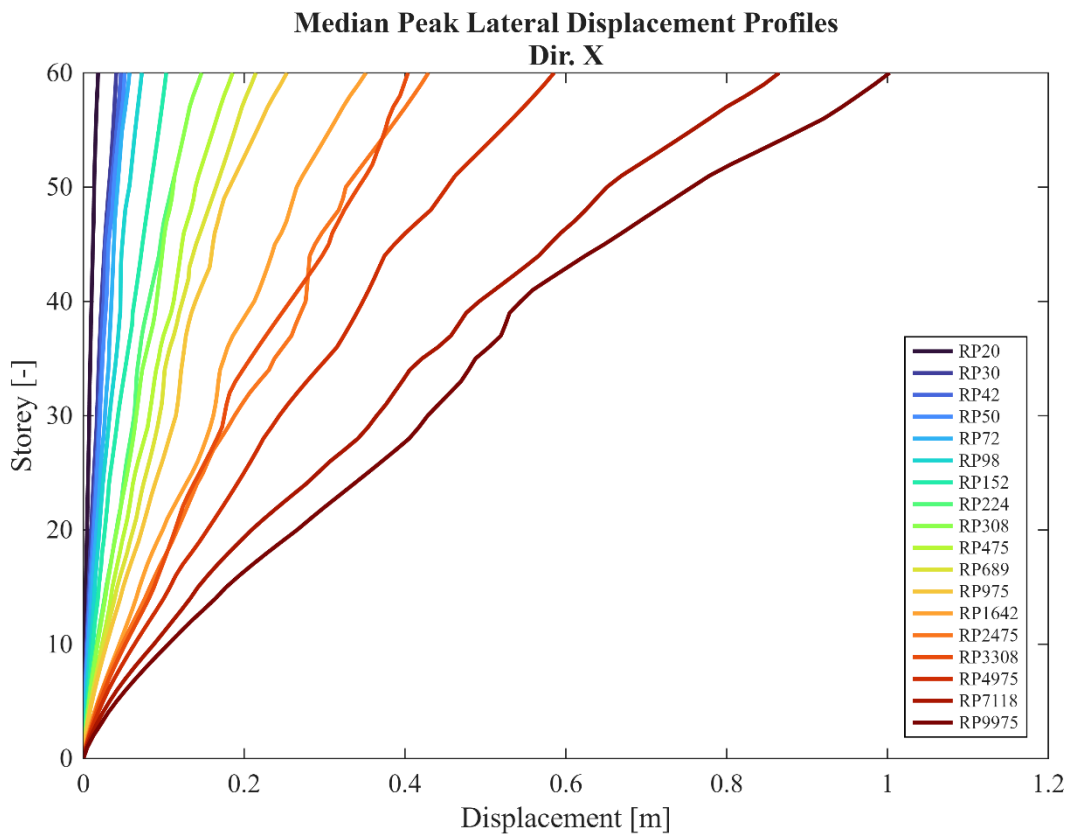
Si riportano i nodi e gli elementi registrati per il modello da 60 piani.

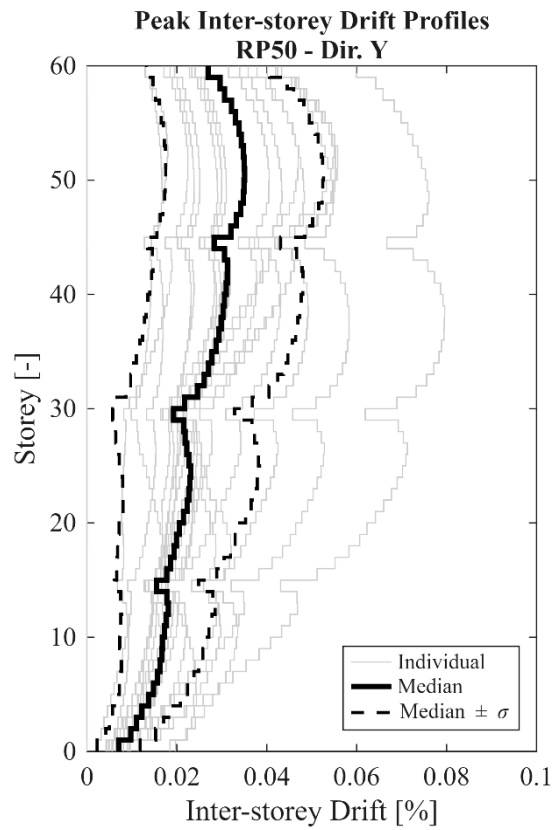
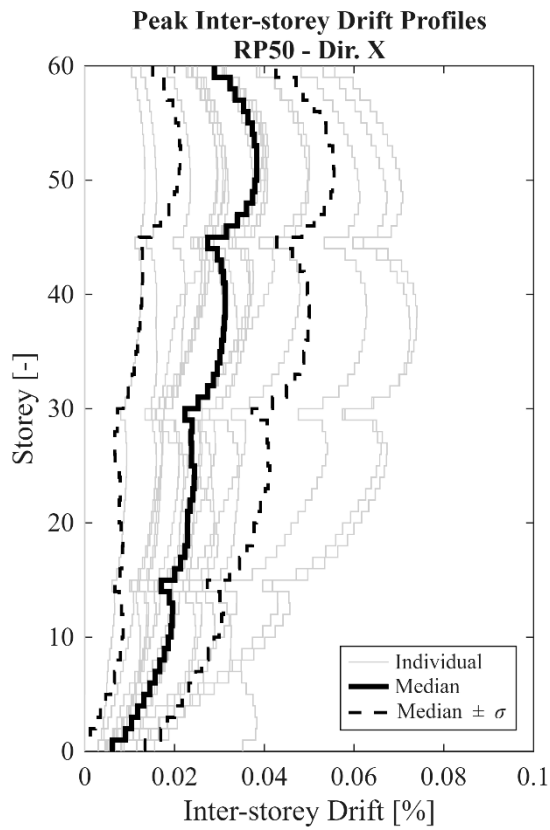
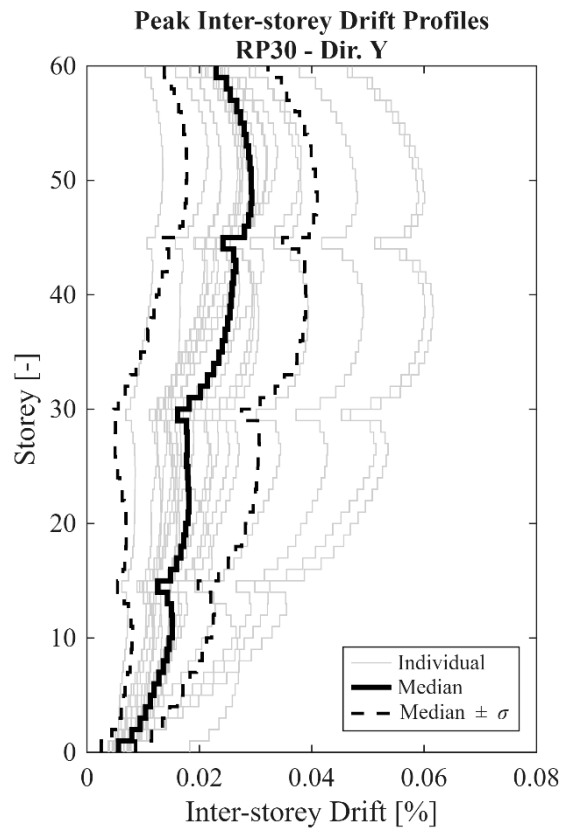
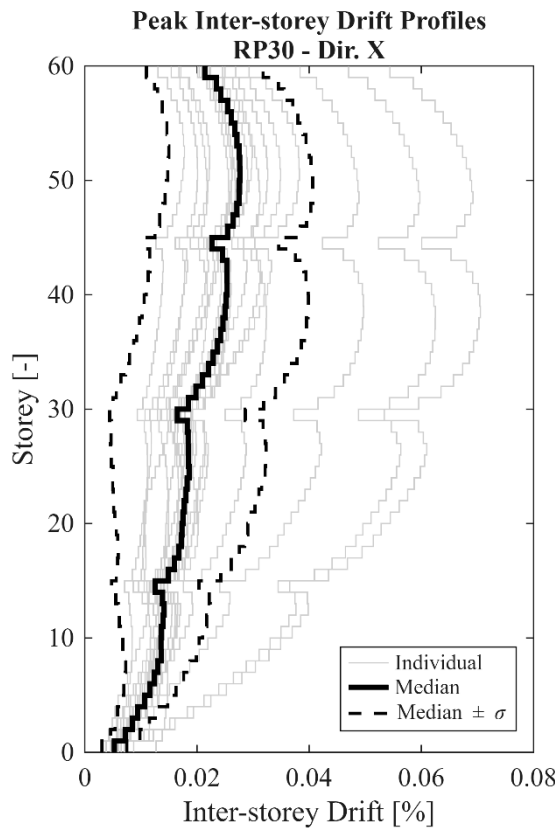


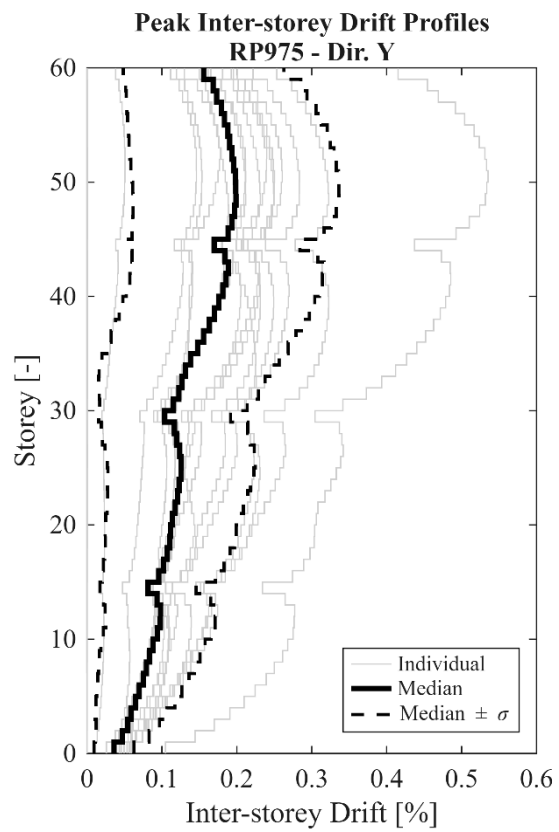
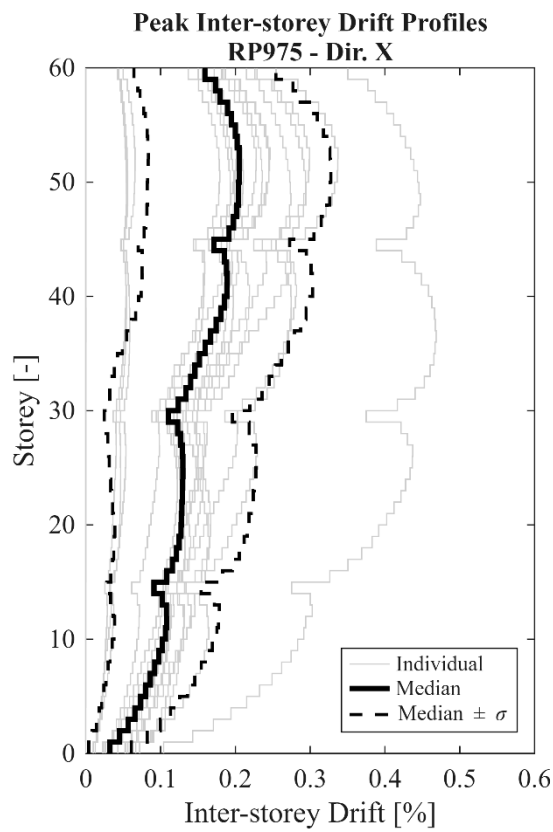
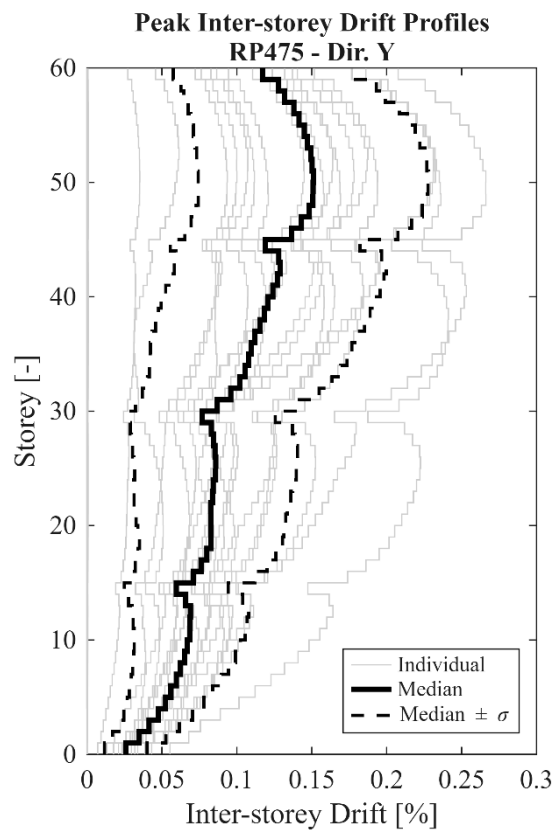
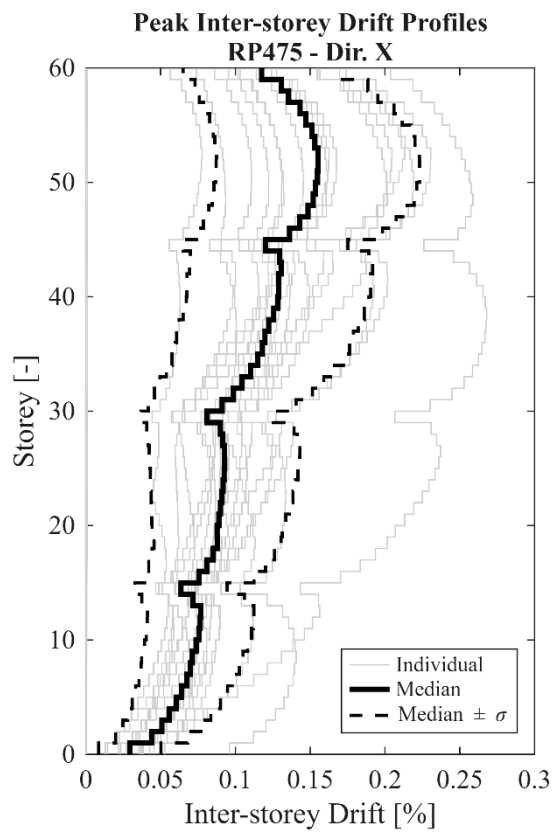
4.4.1. Risposta strutturale

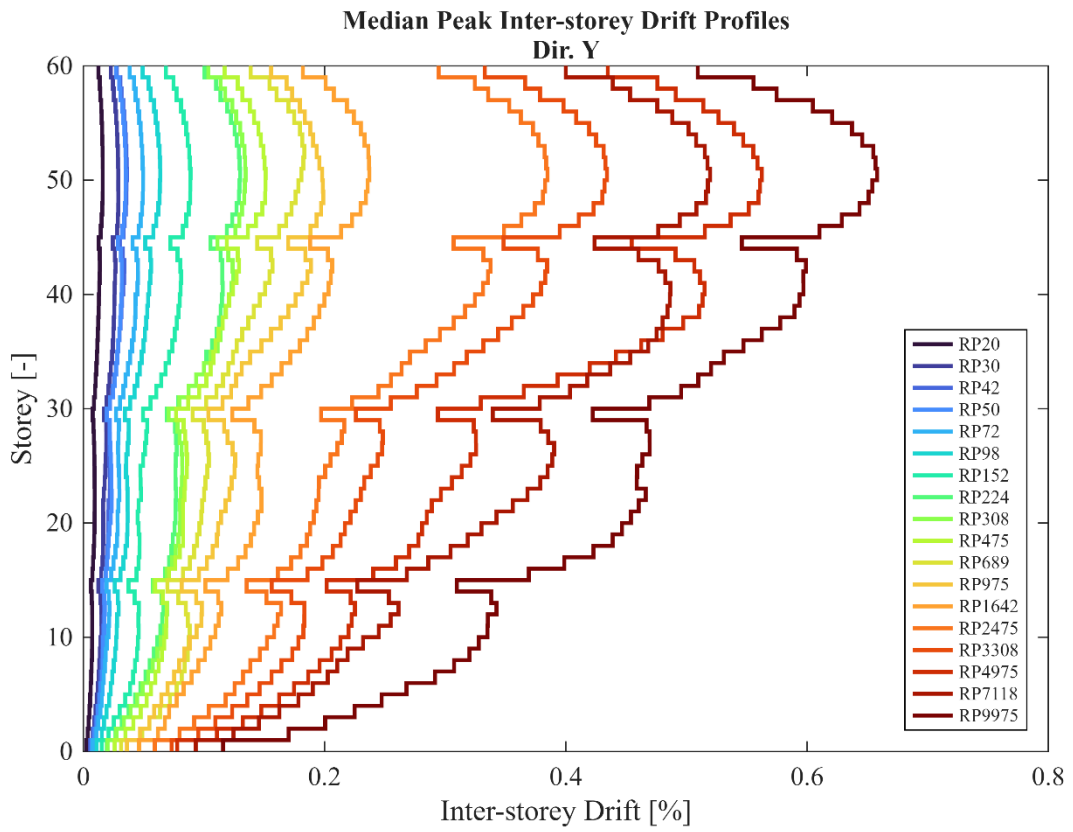
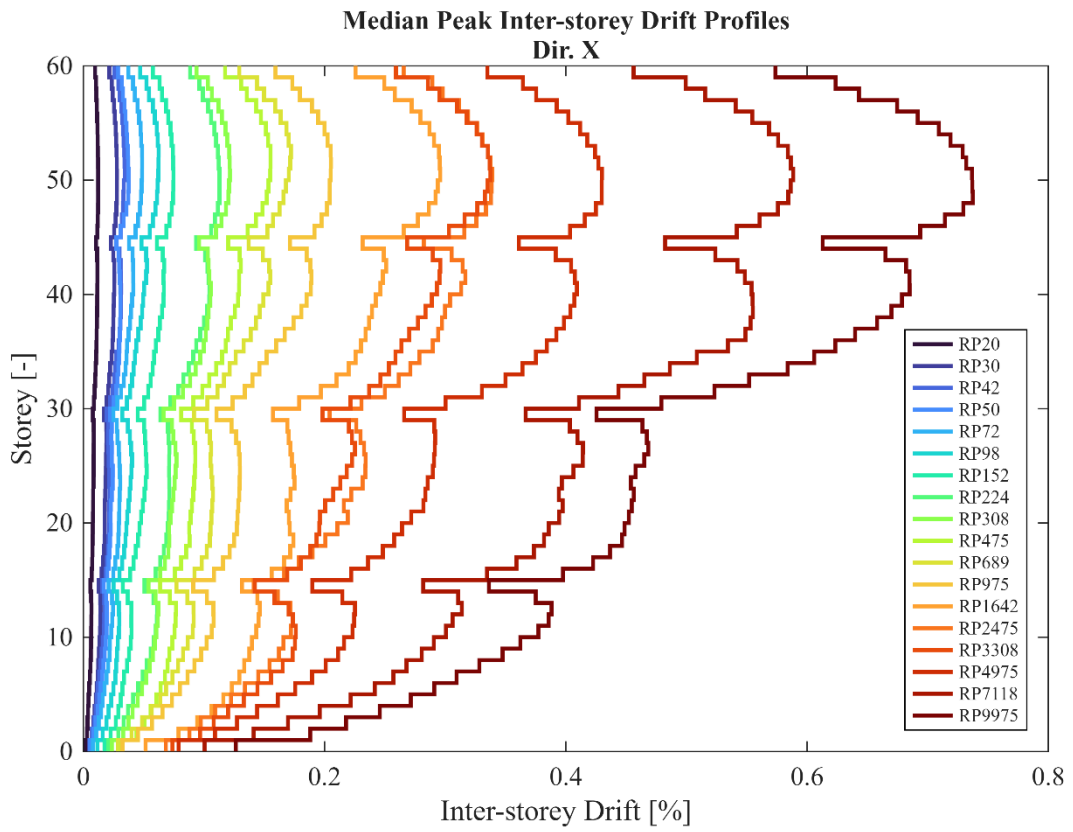


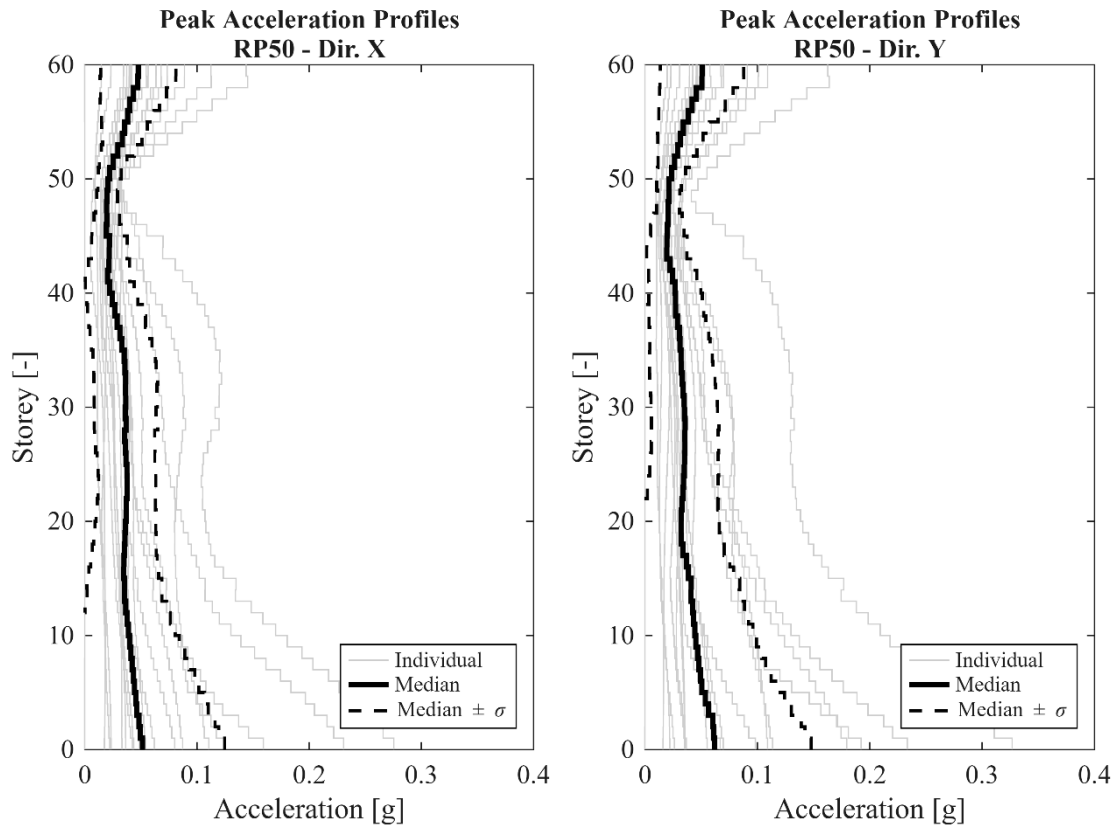
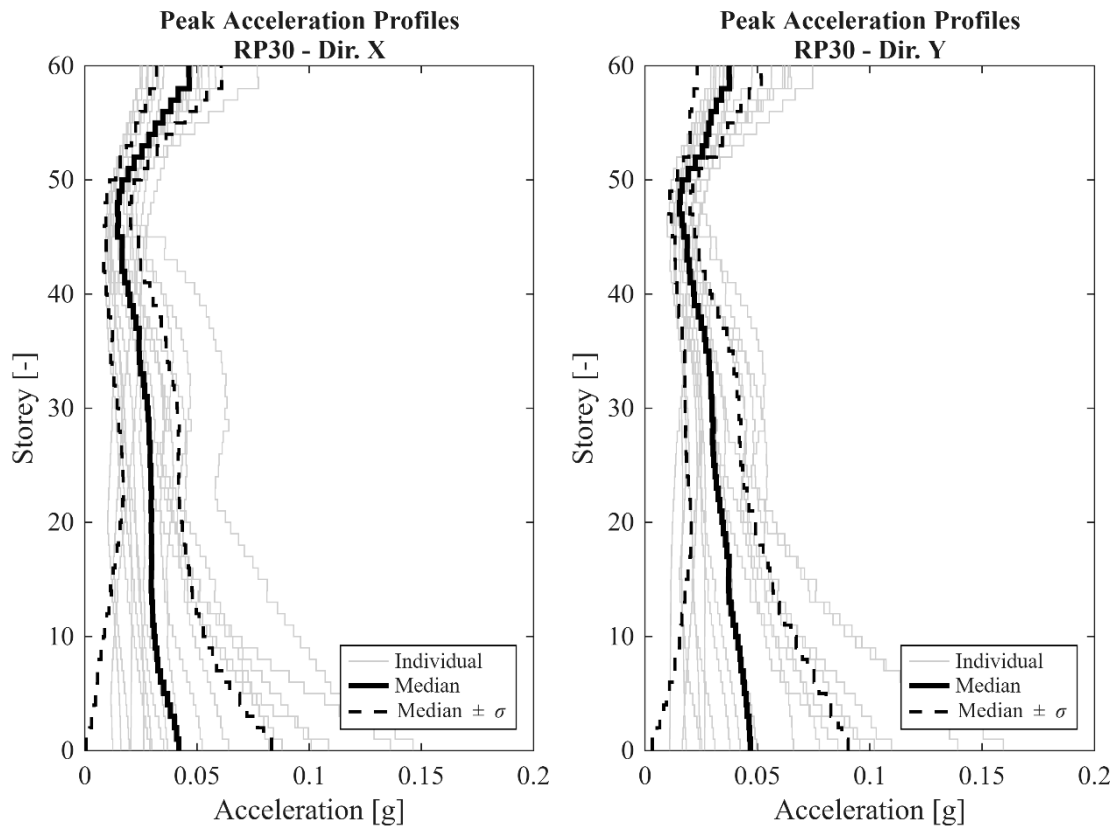


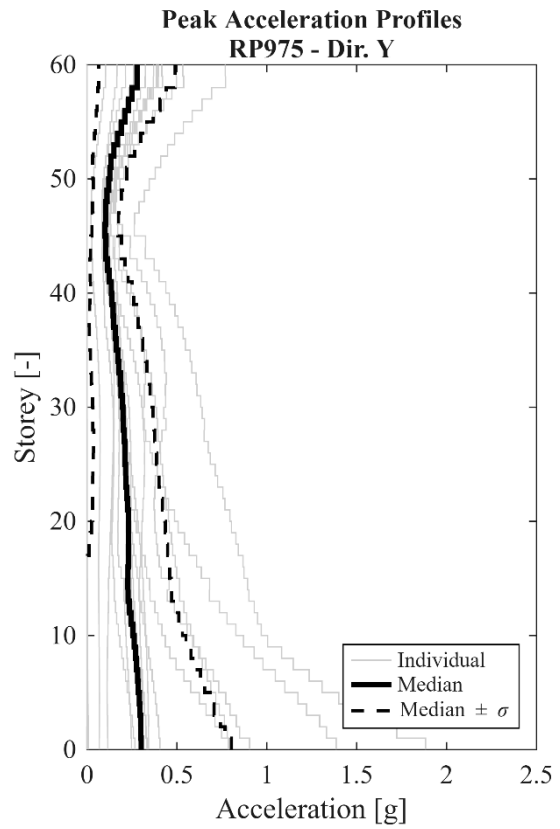
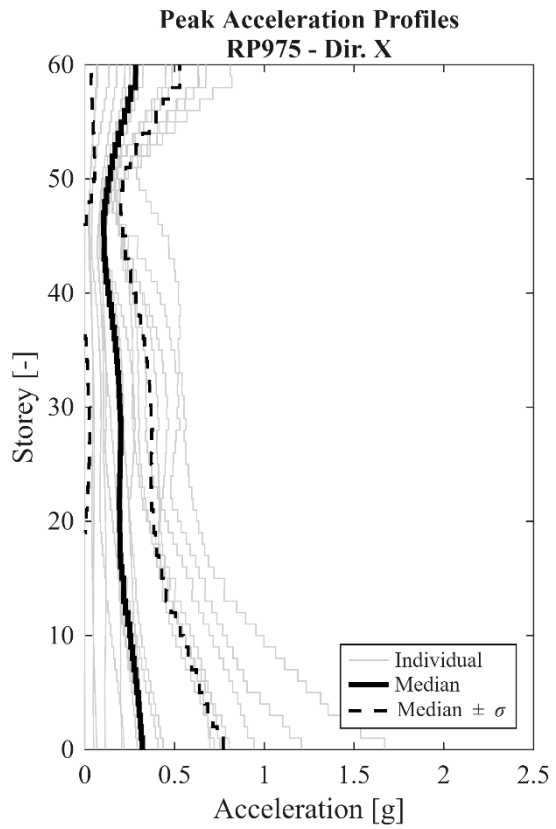
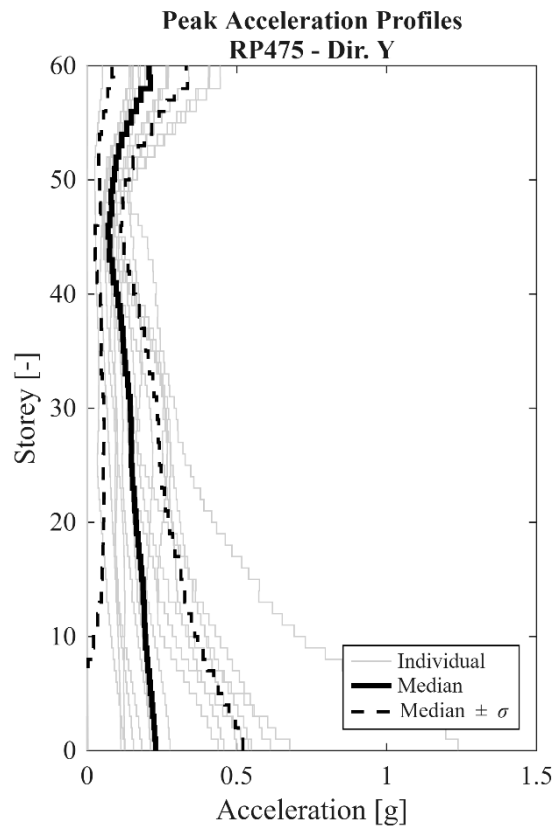
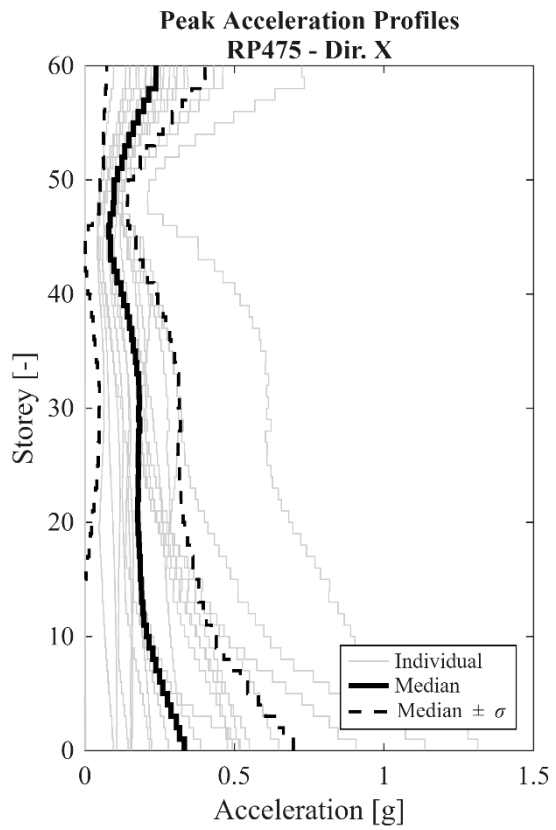


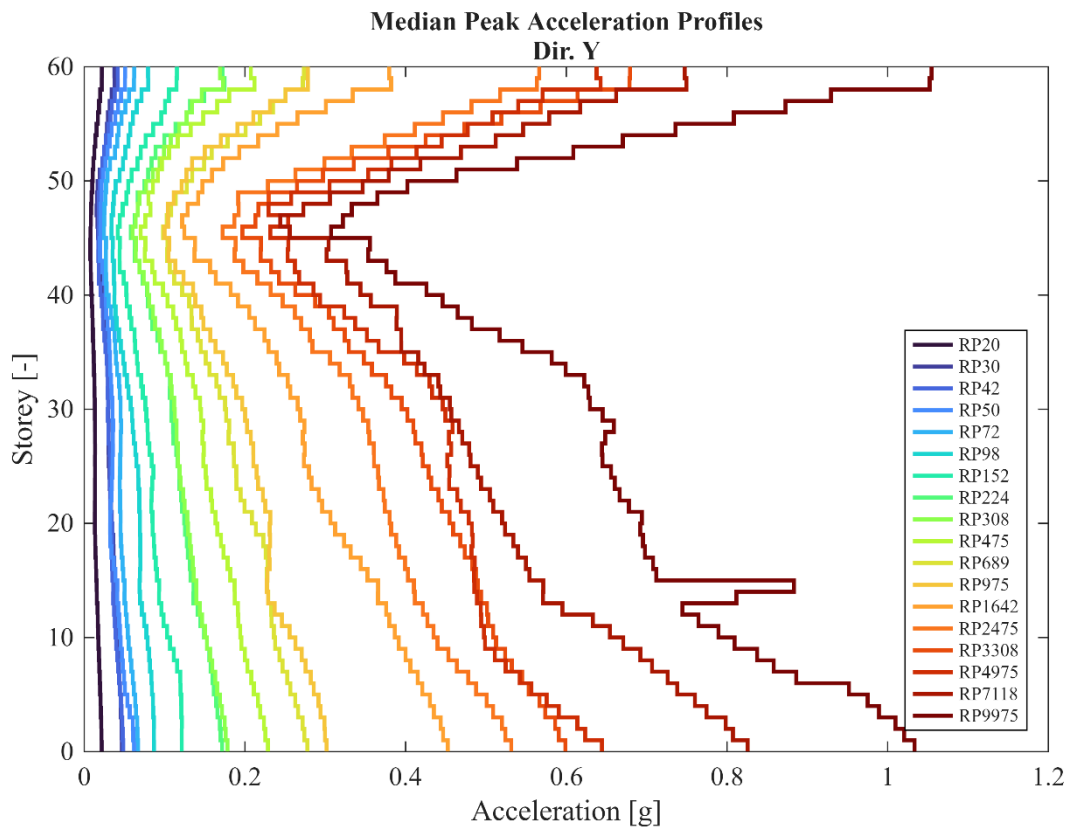
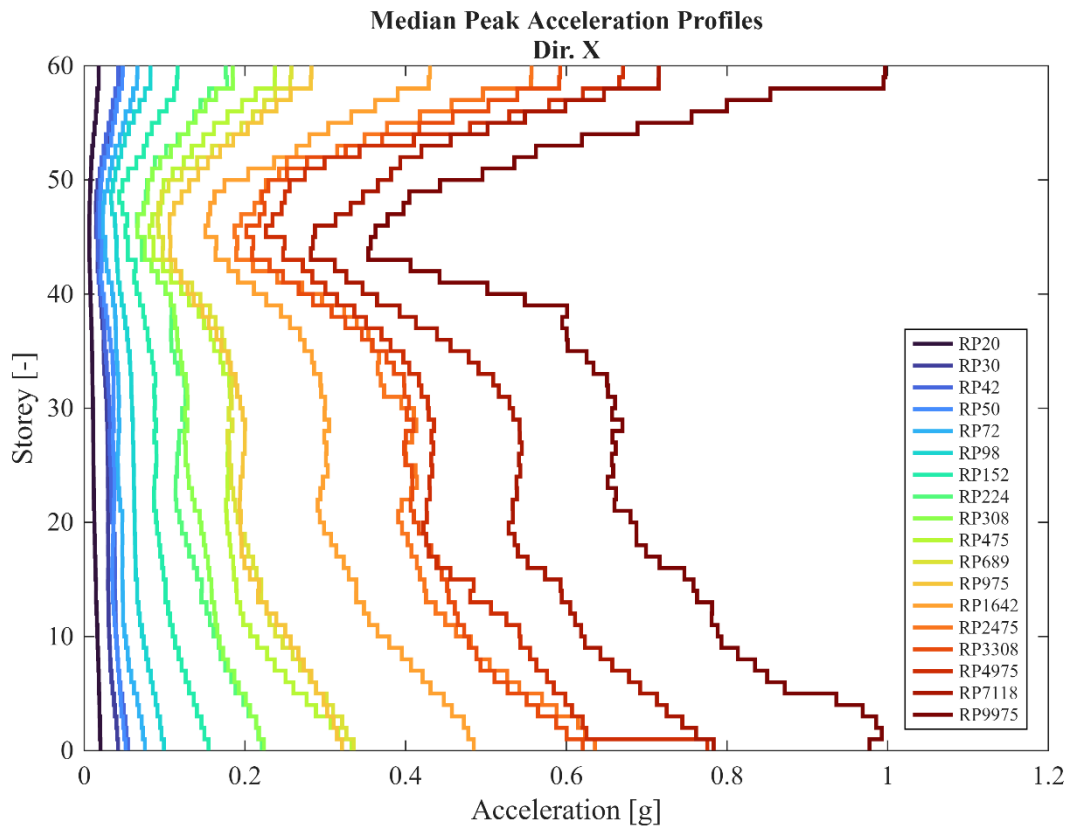


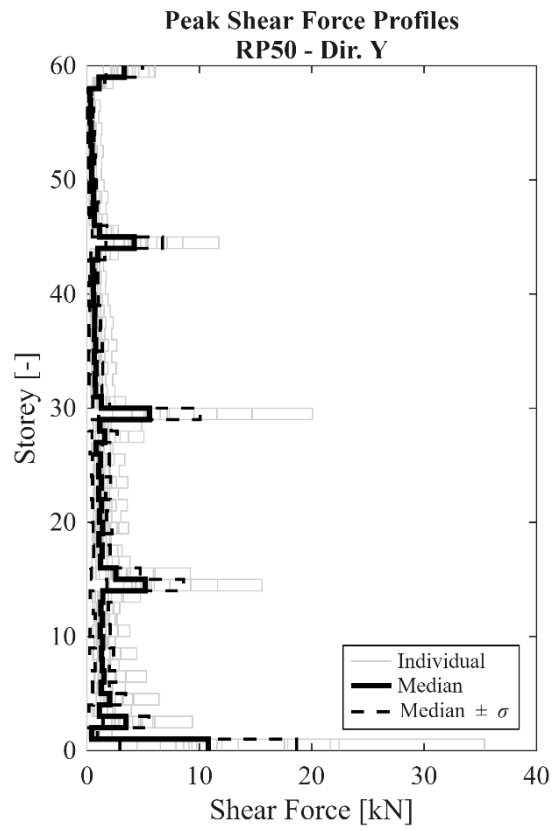
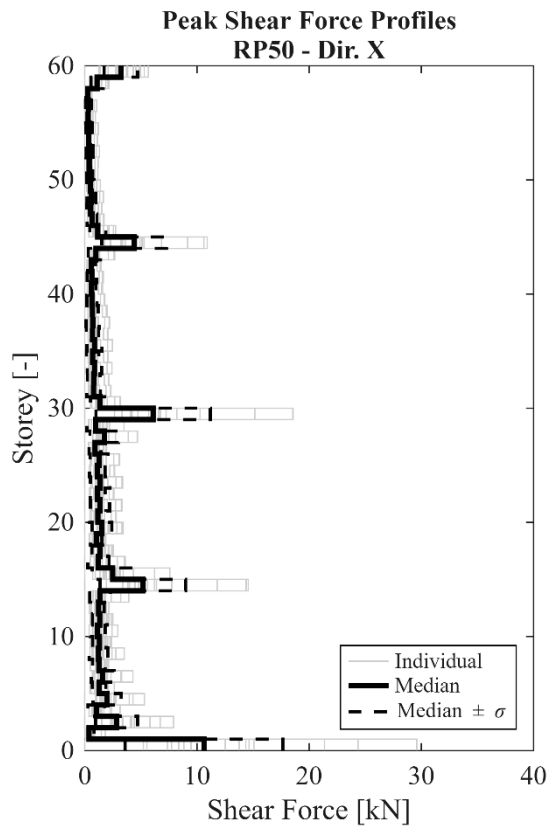
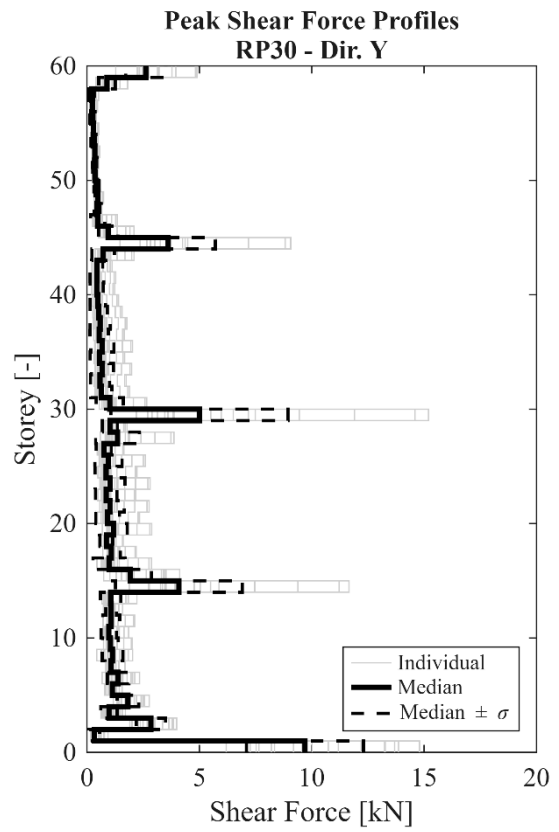
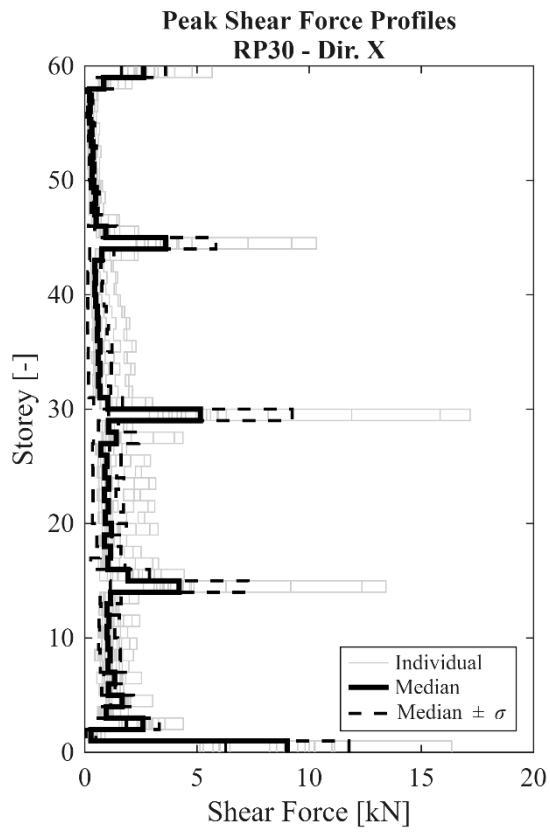


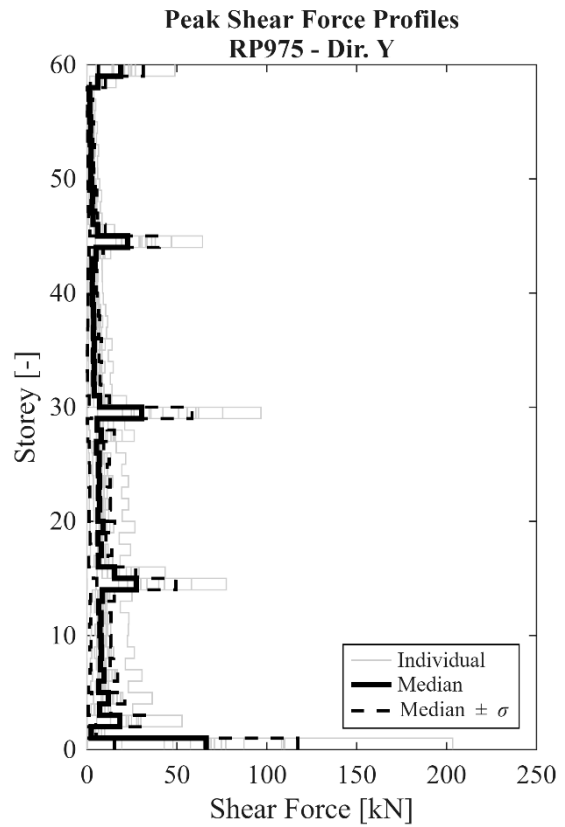
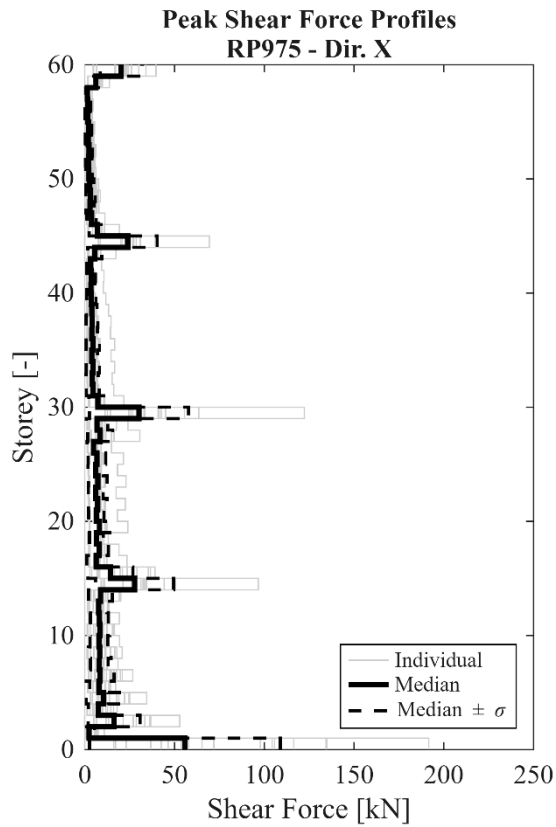
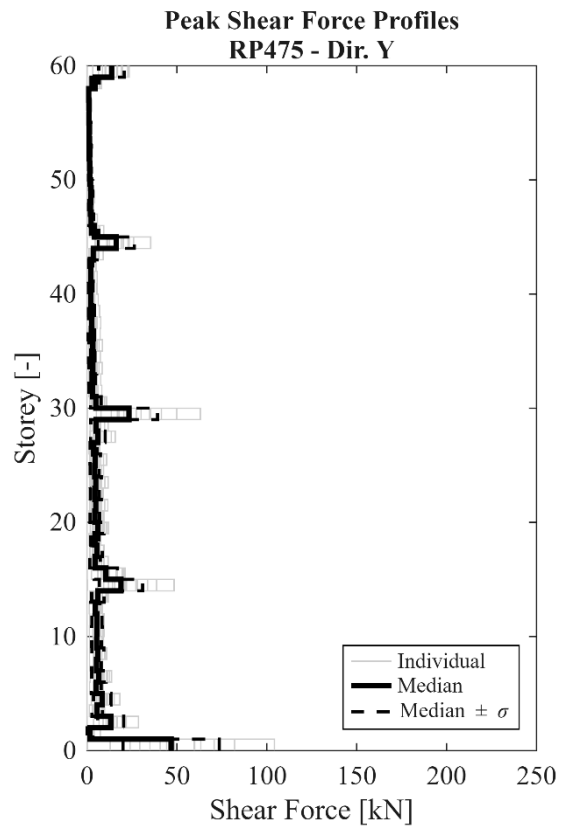
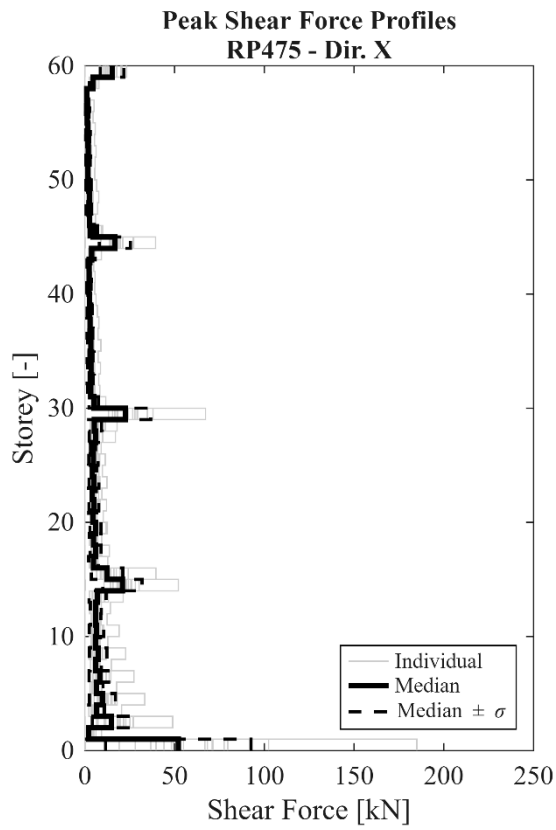


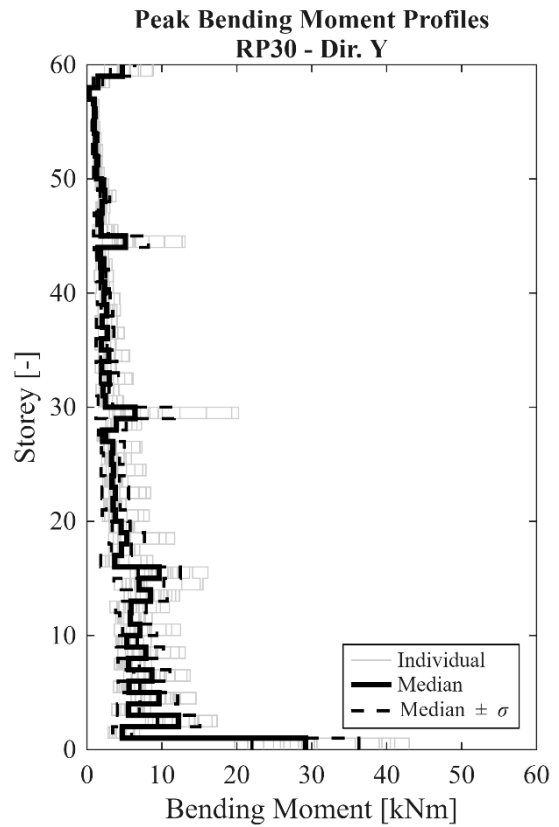
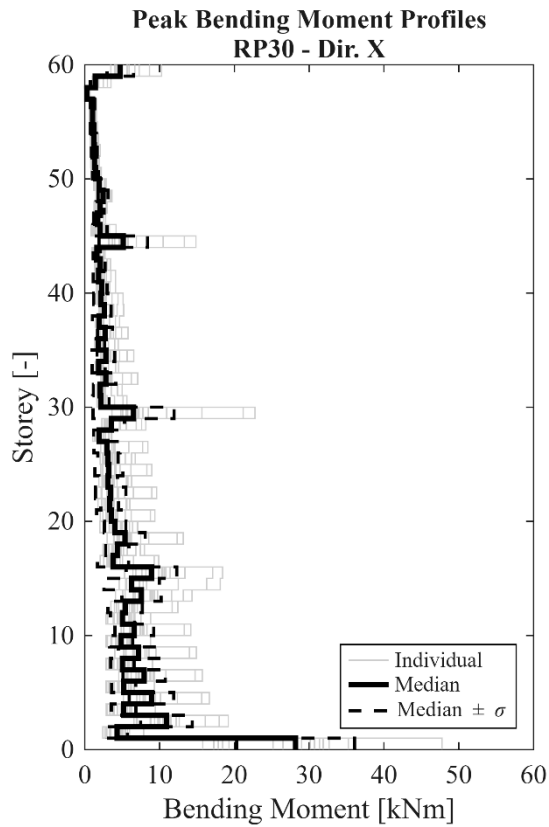
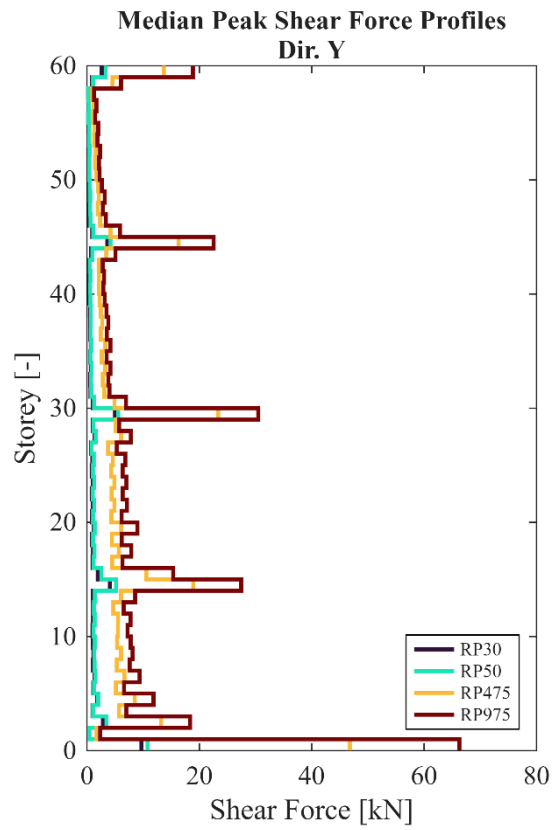
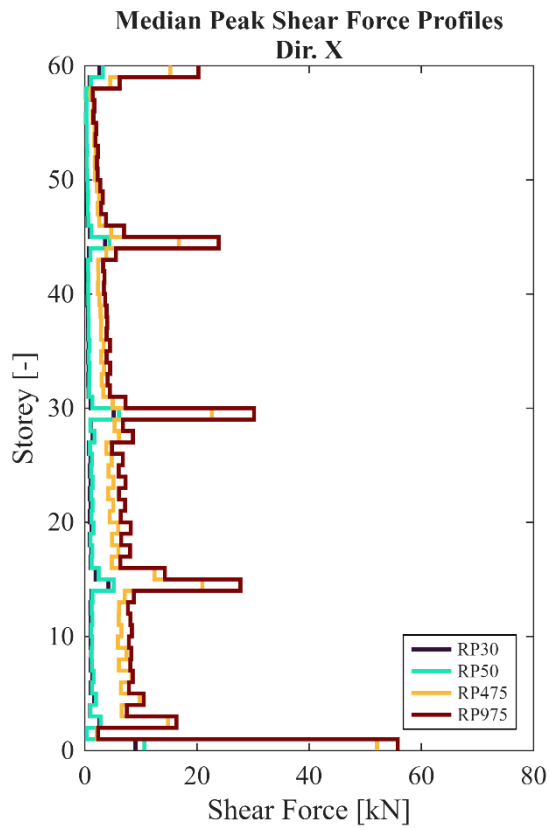


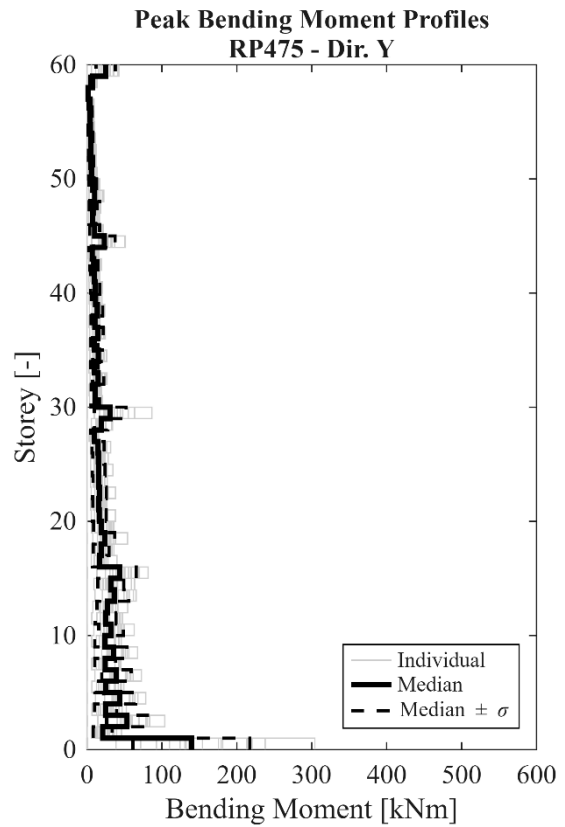
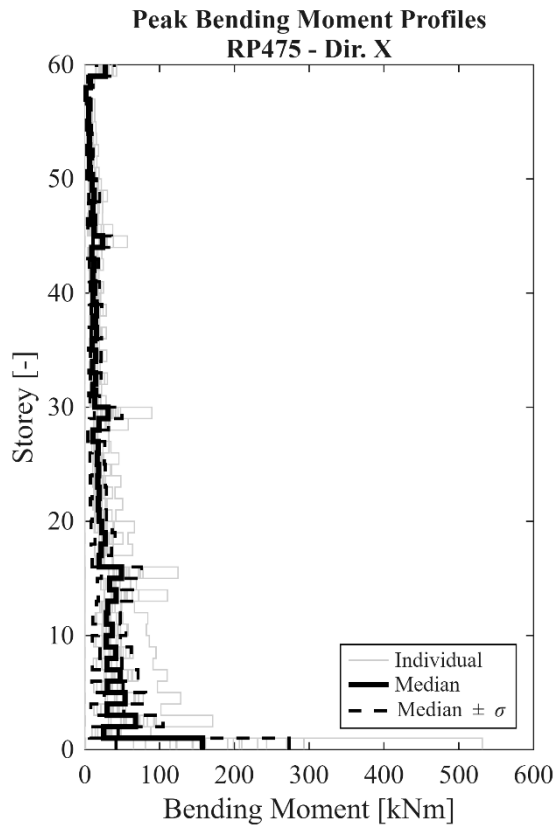
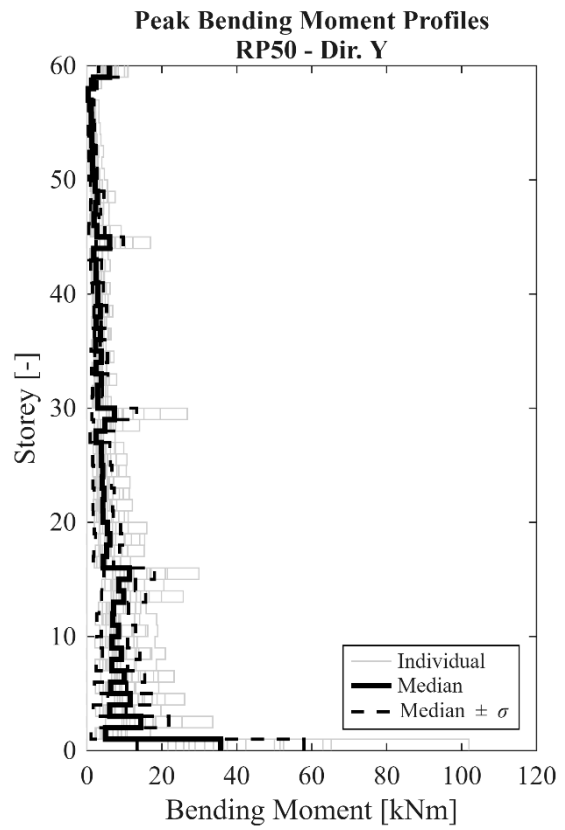
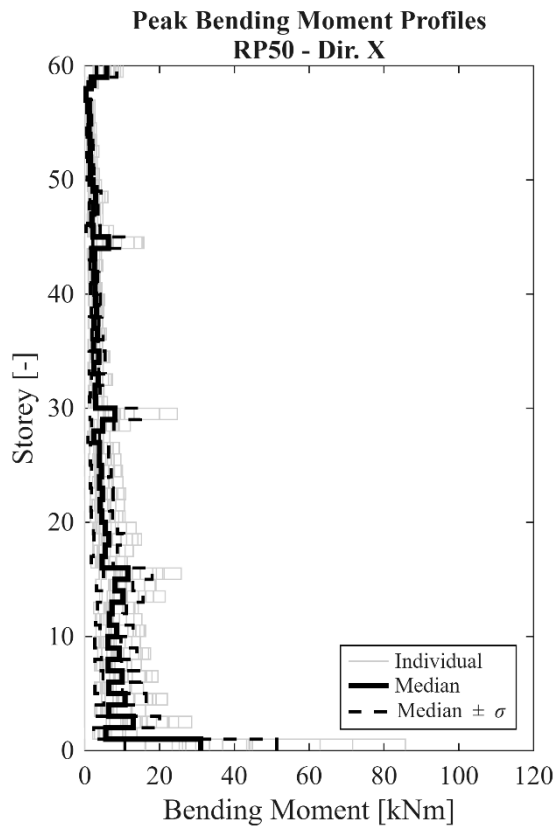


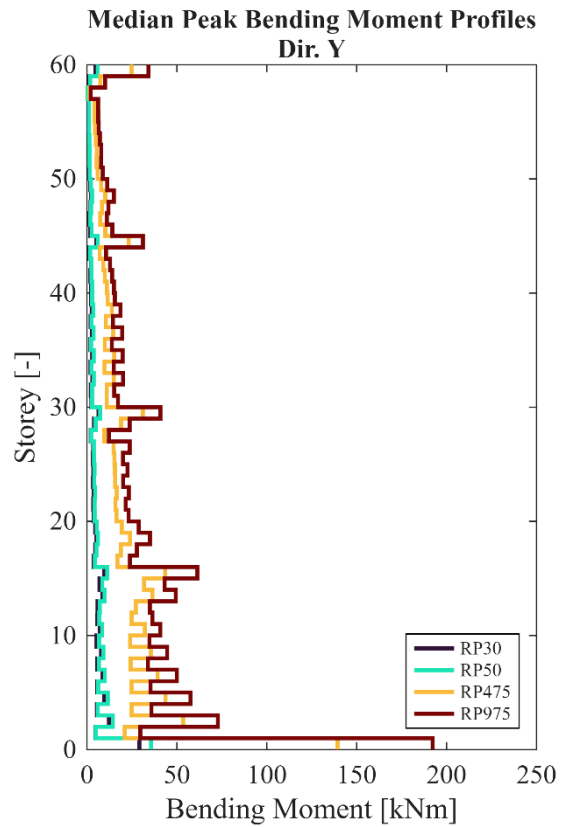
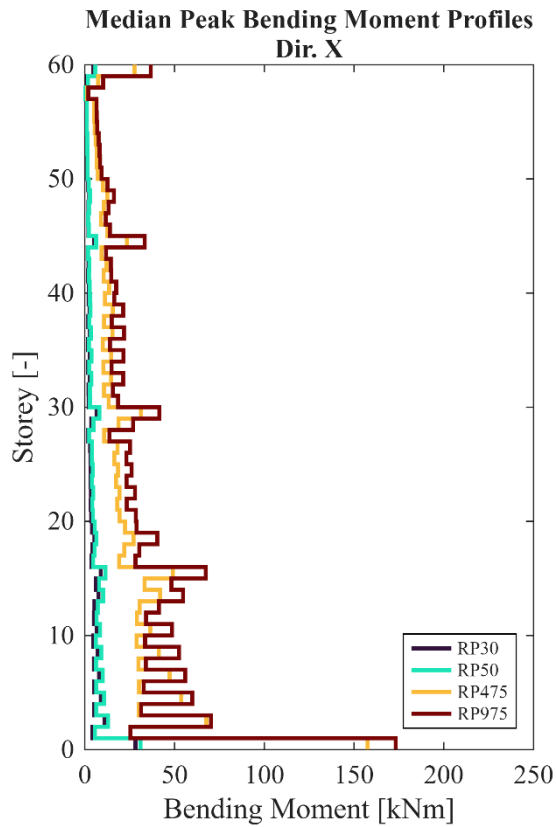
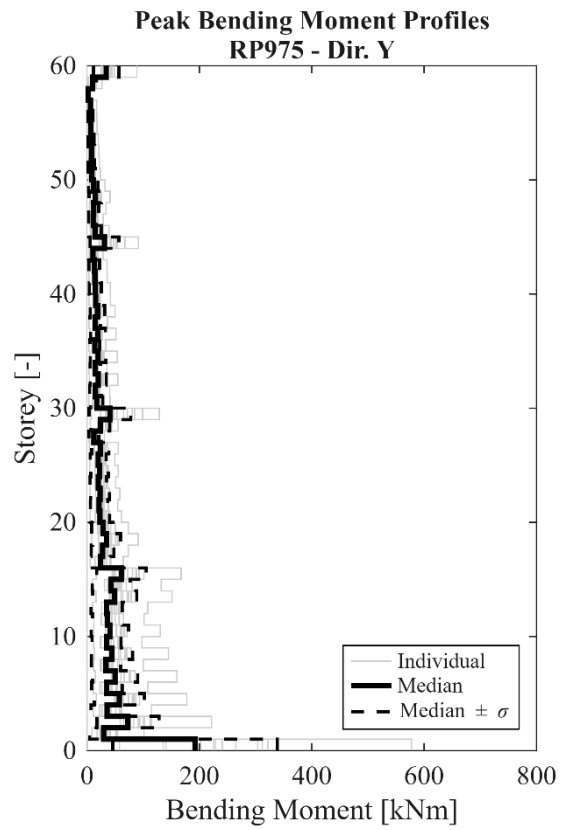
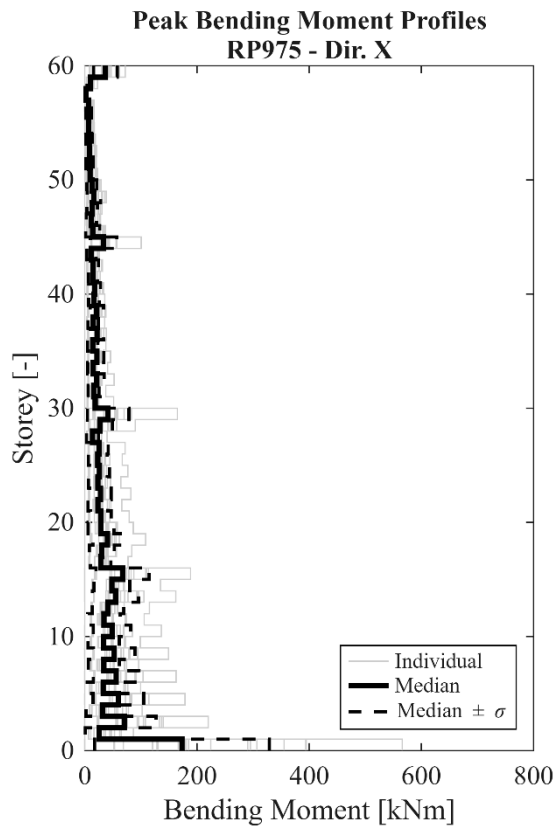


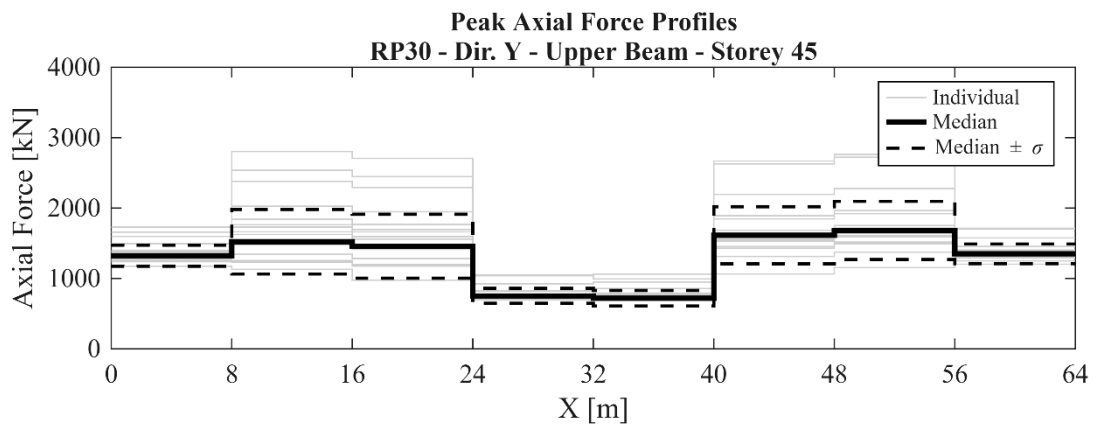
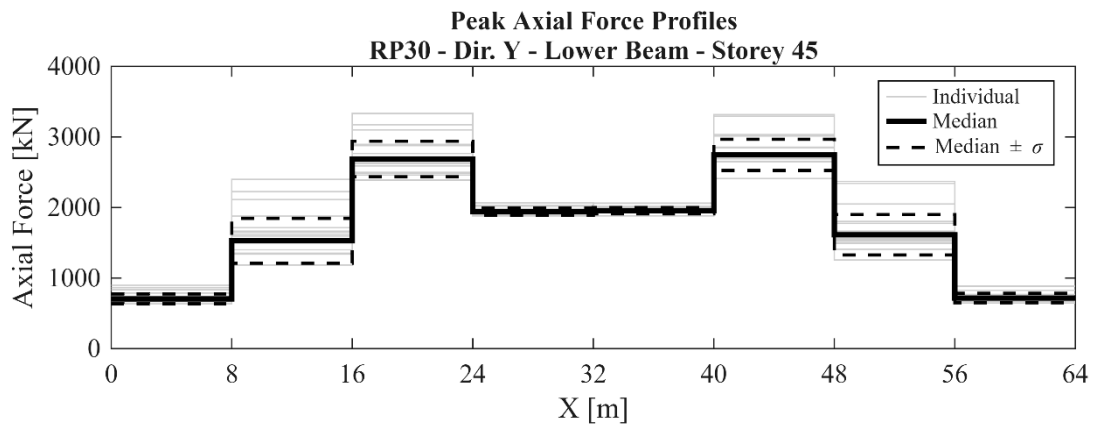
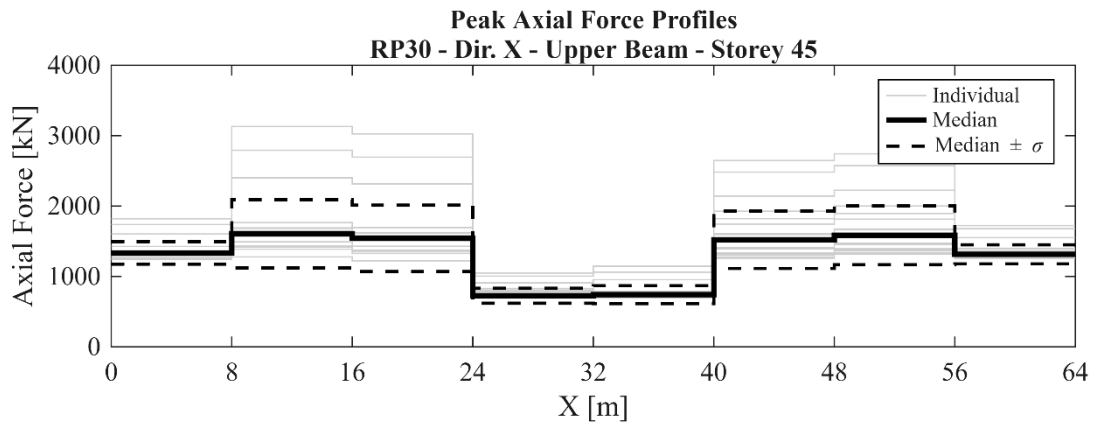
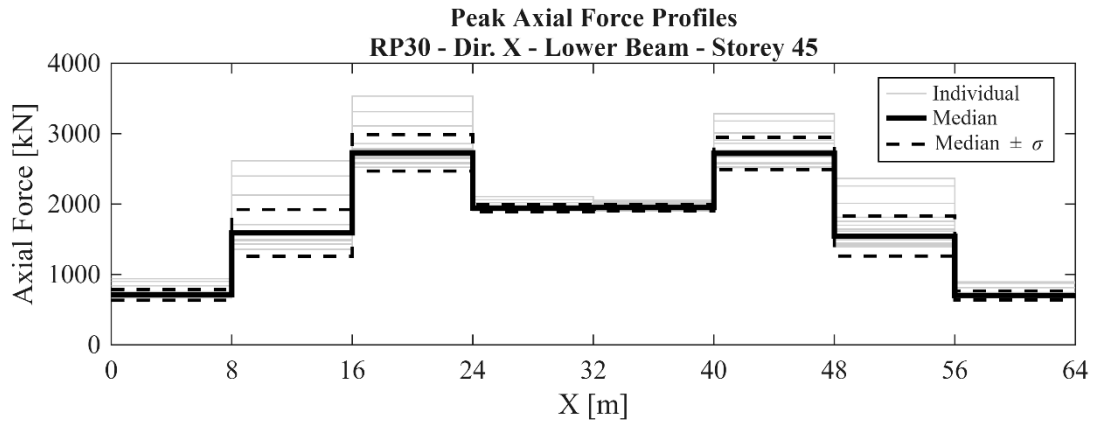


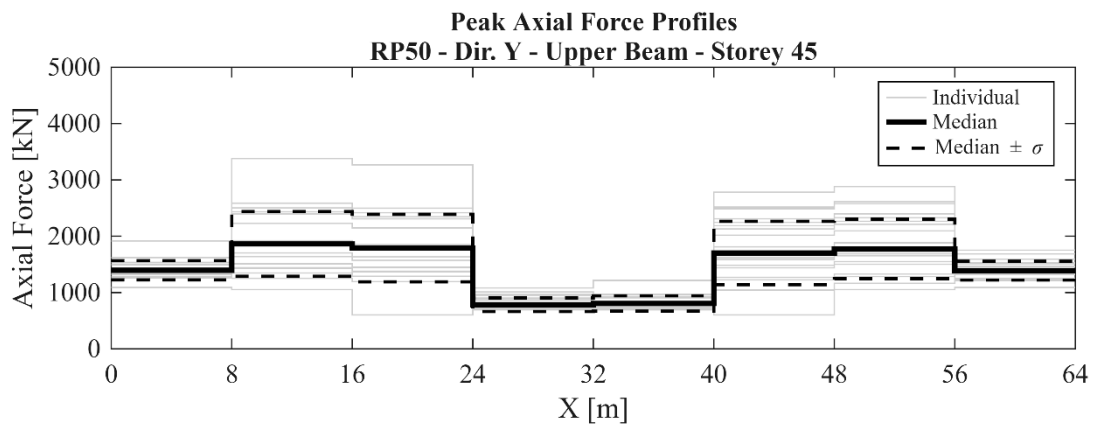
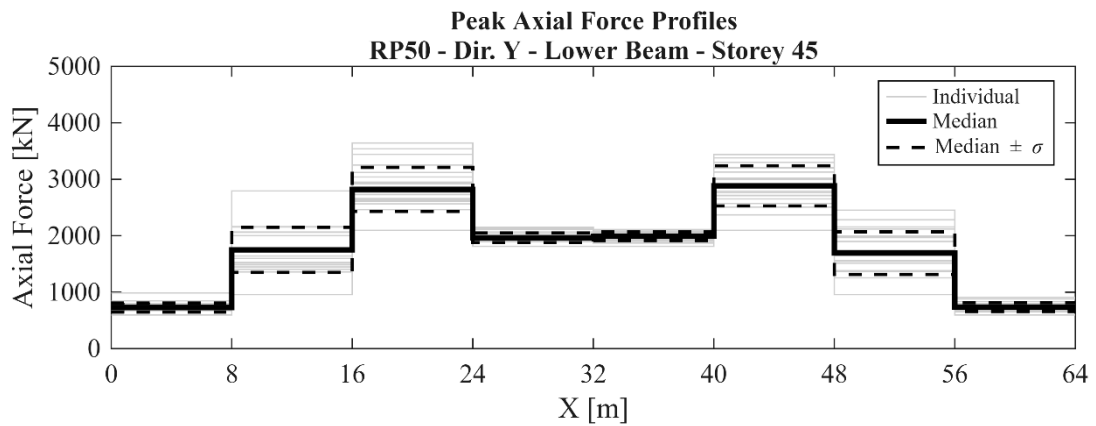
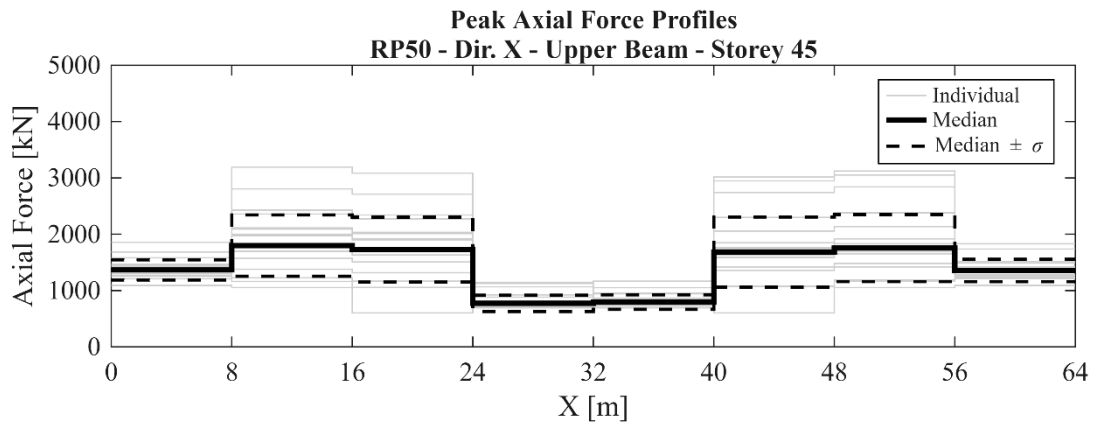
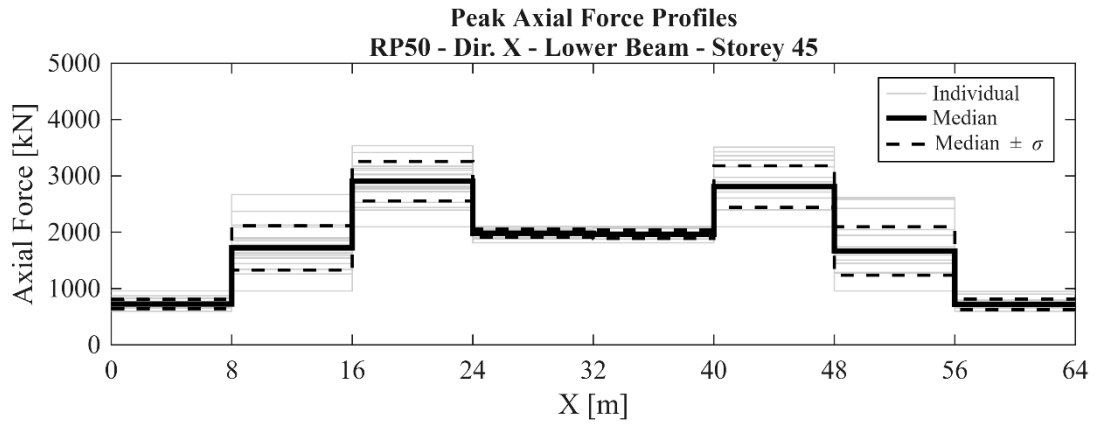


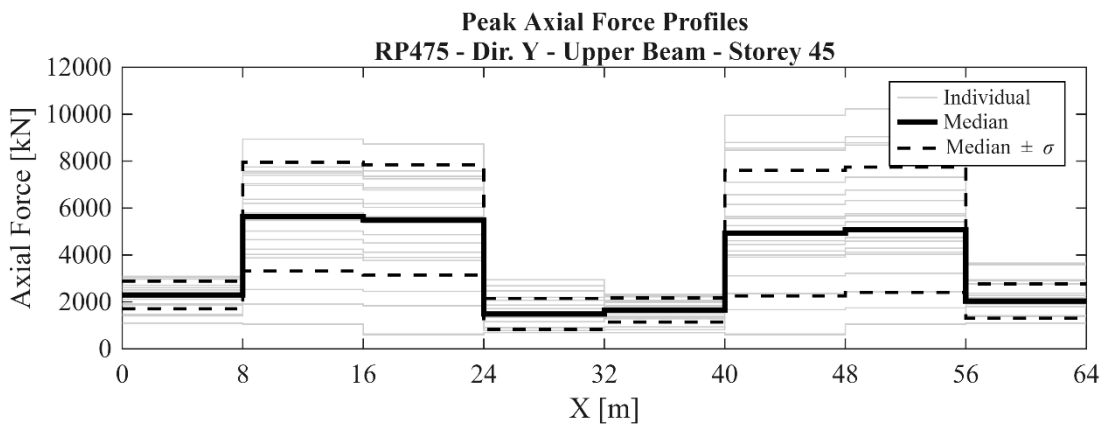
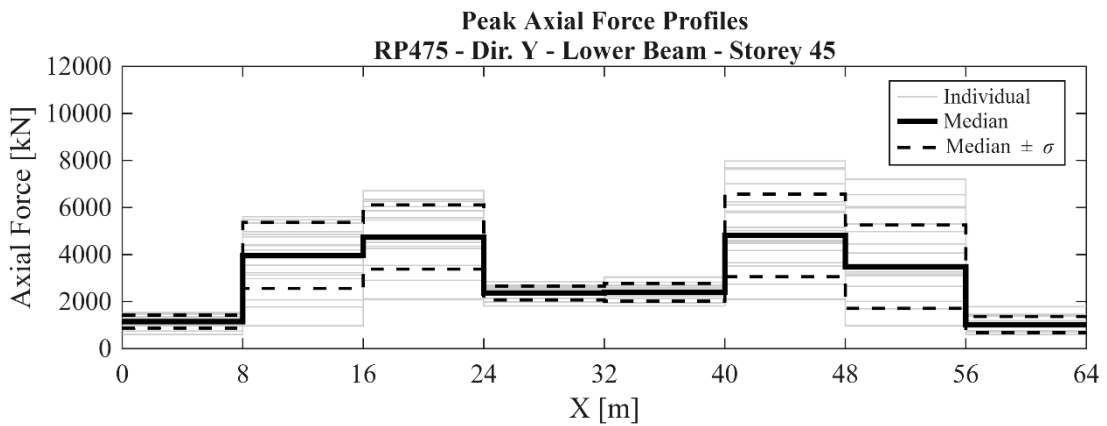
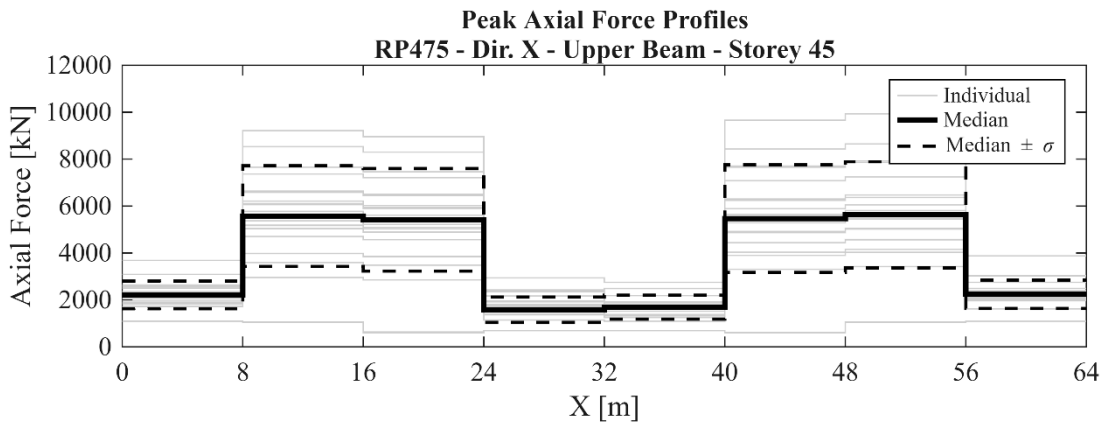
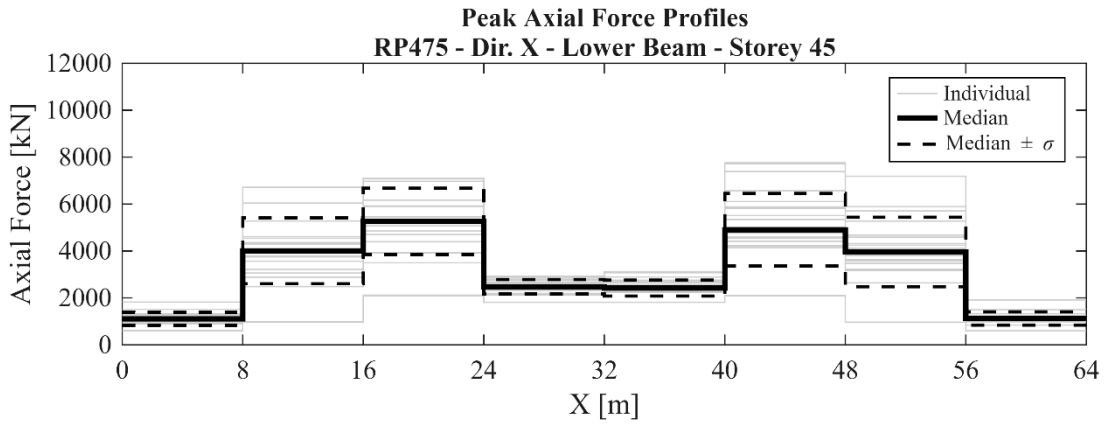


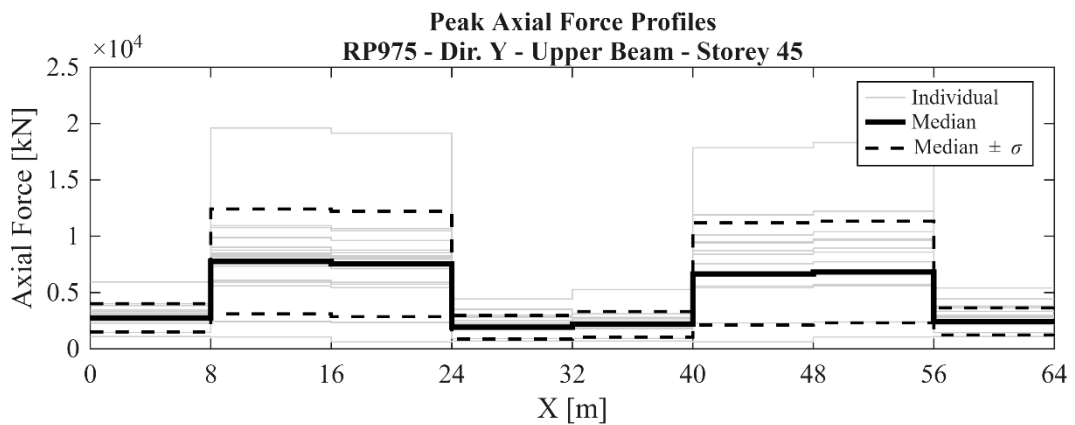
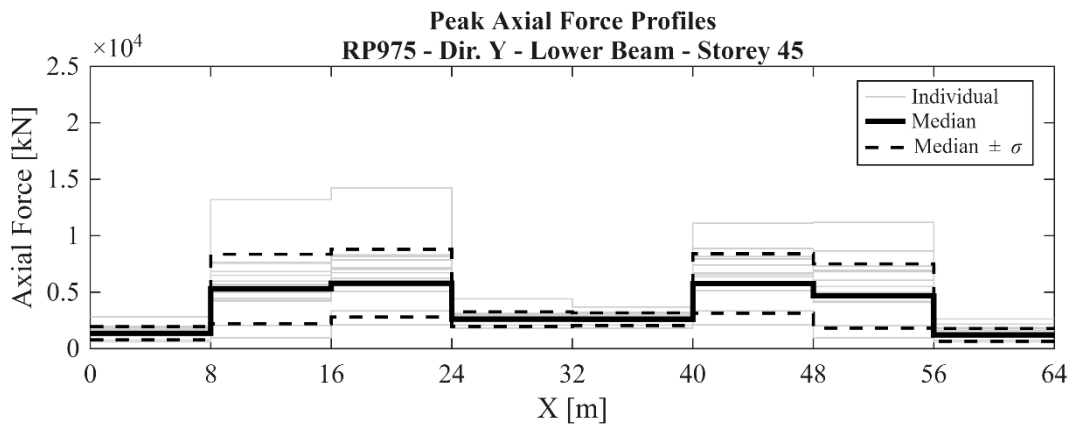
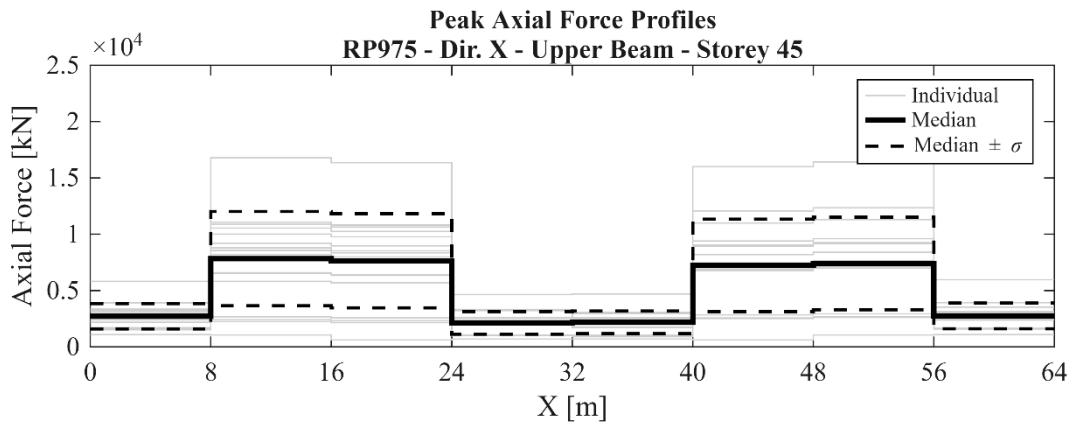
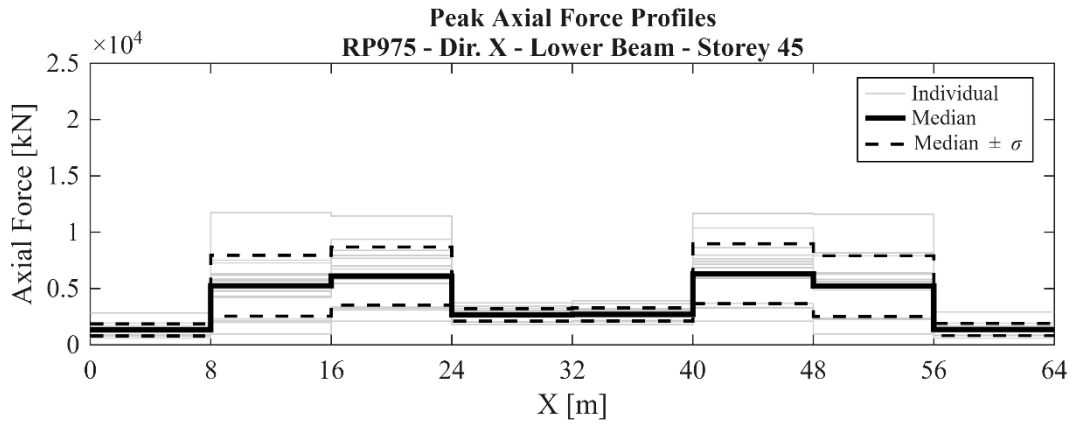


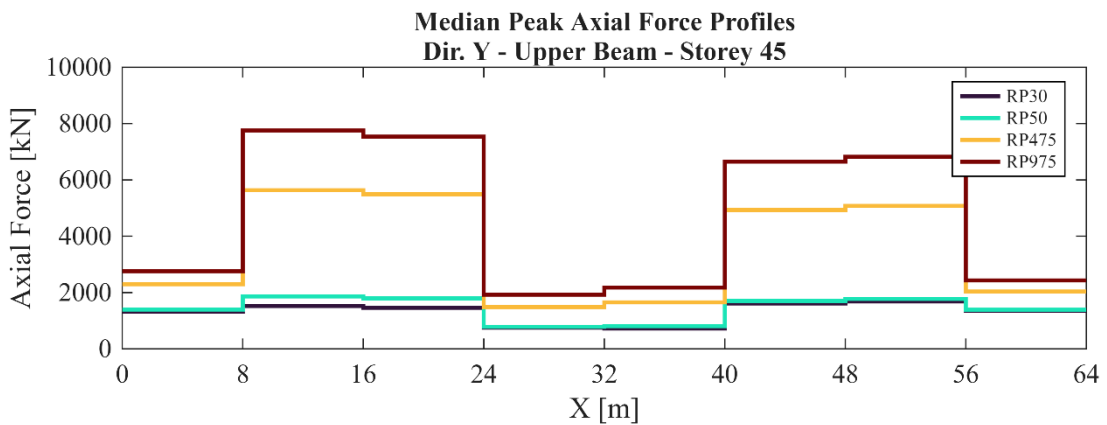
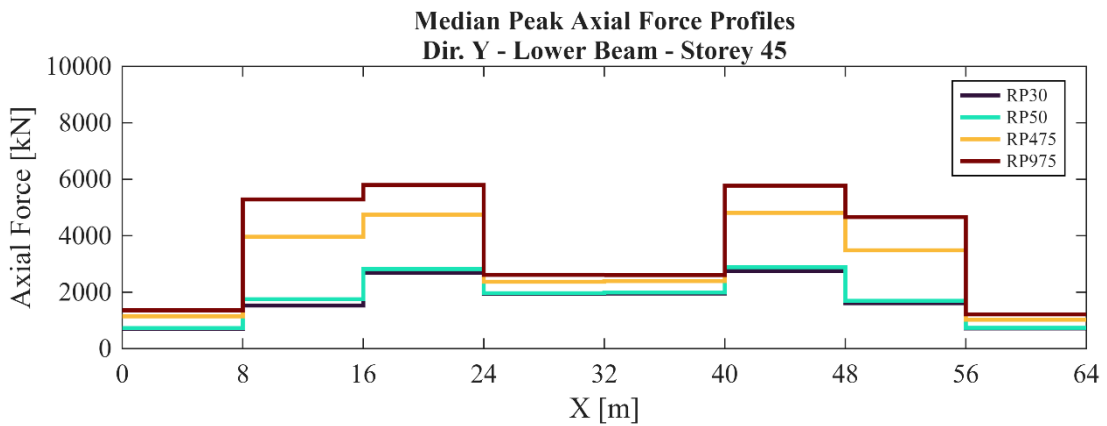
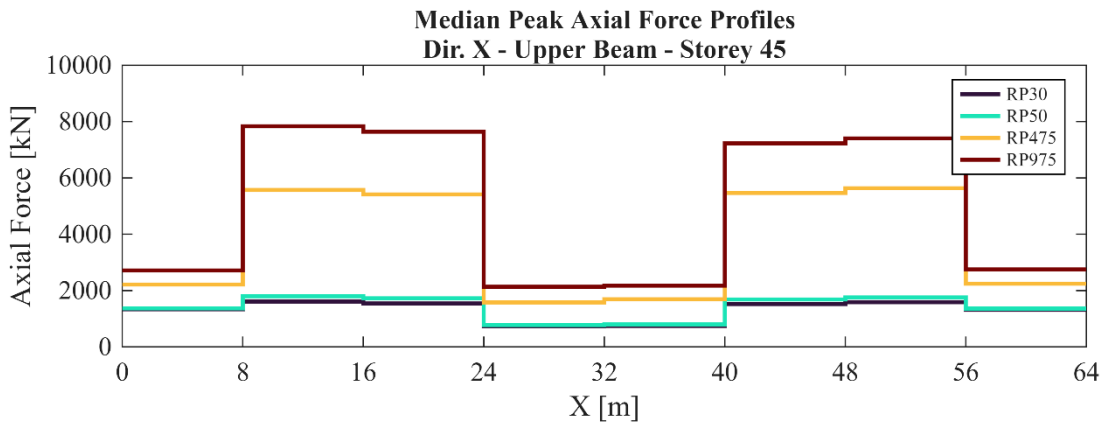
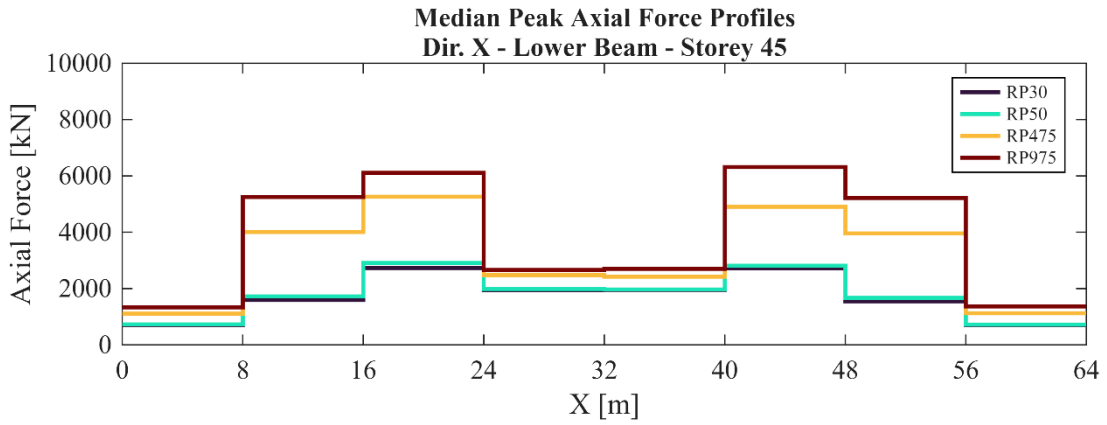


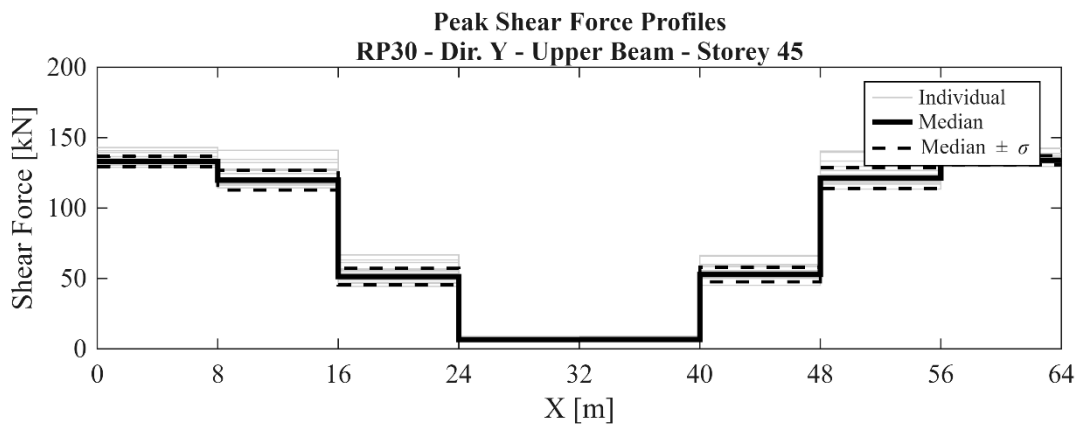
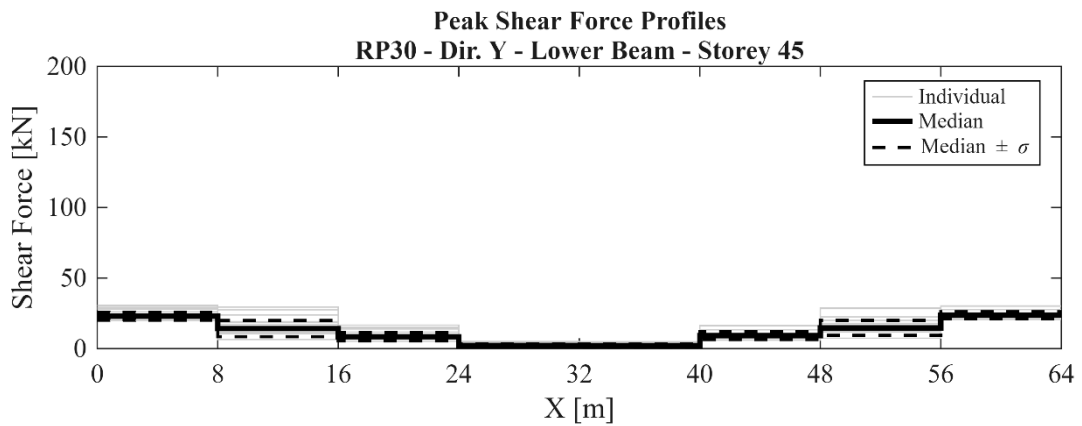
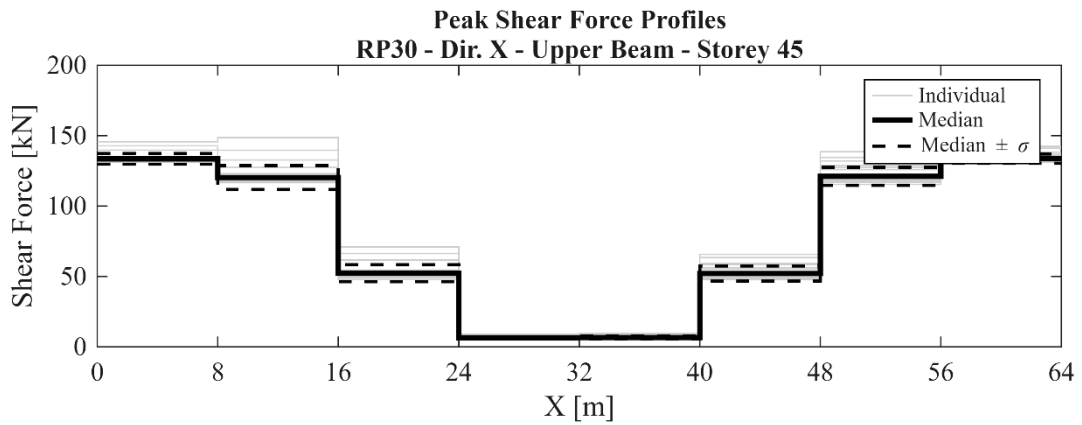
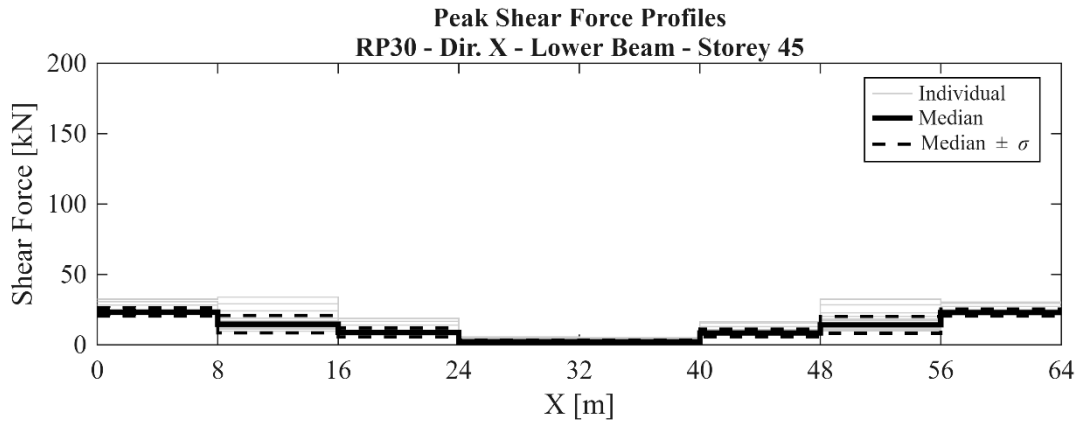


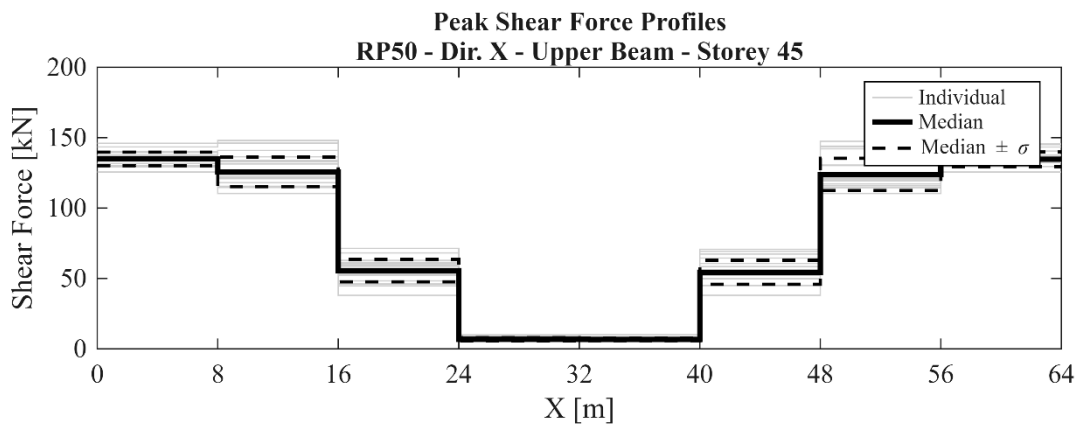
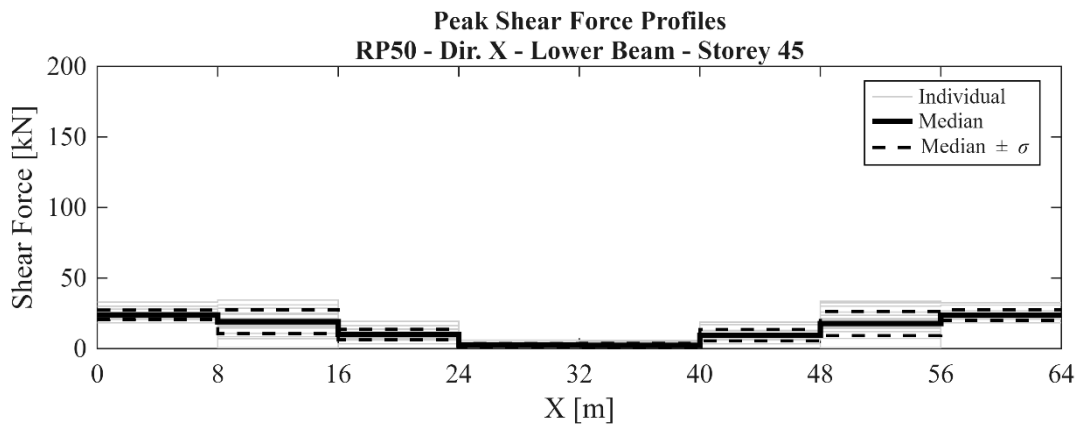
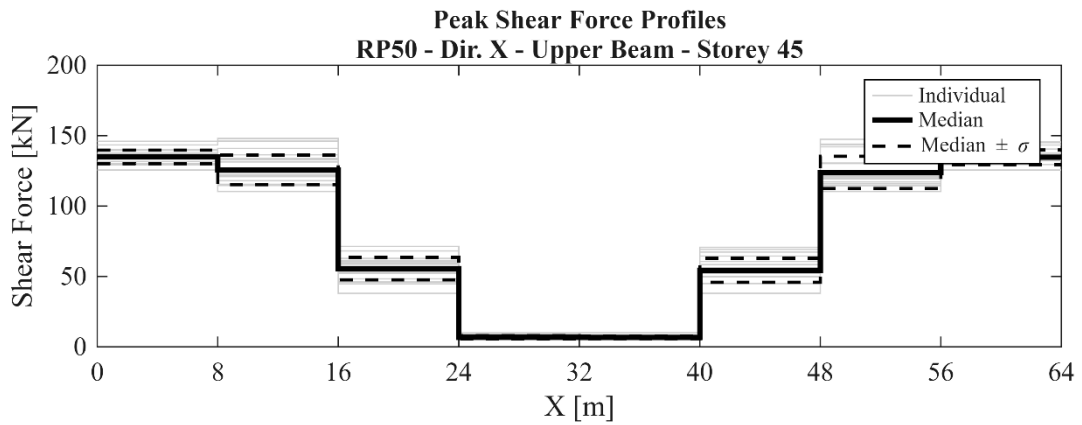
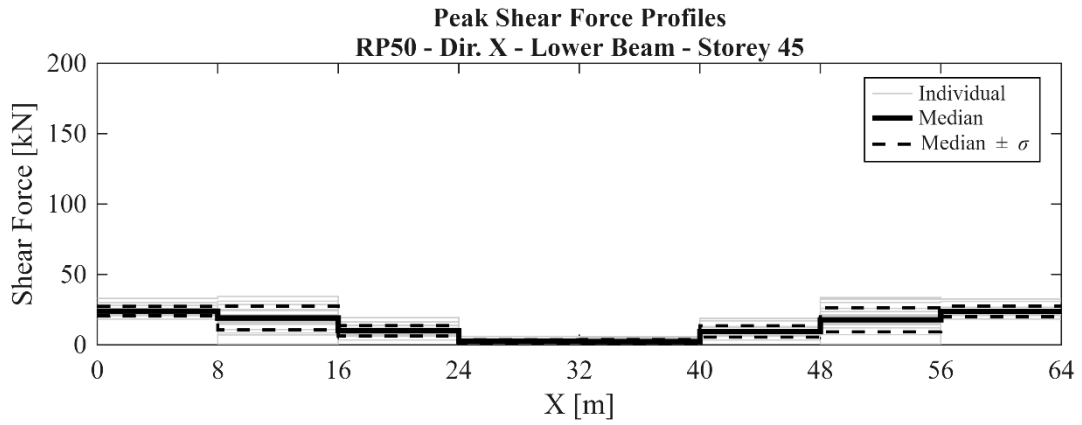


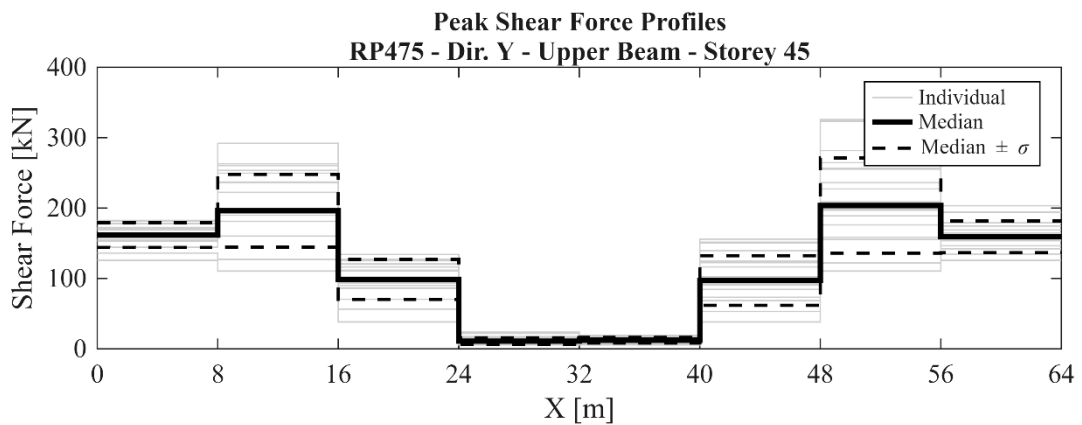
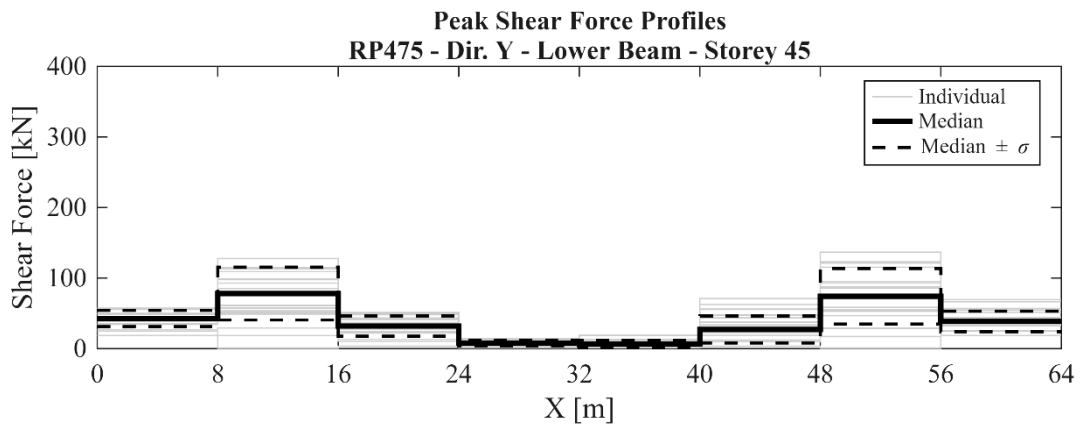
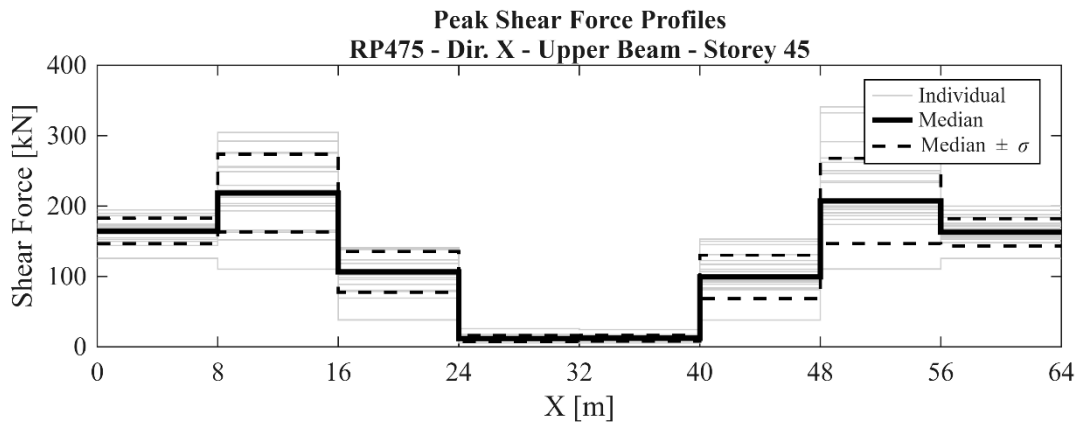
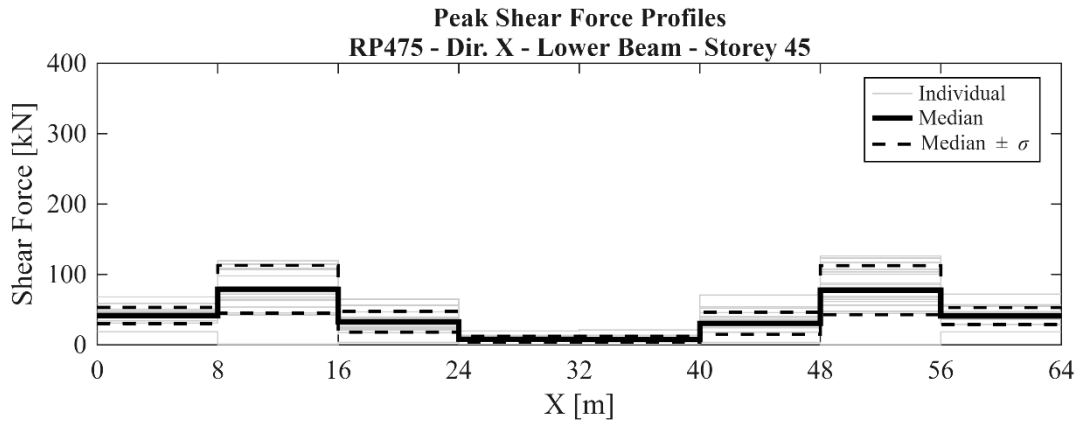


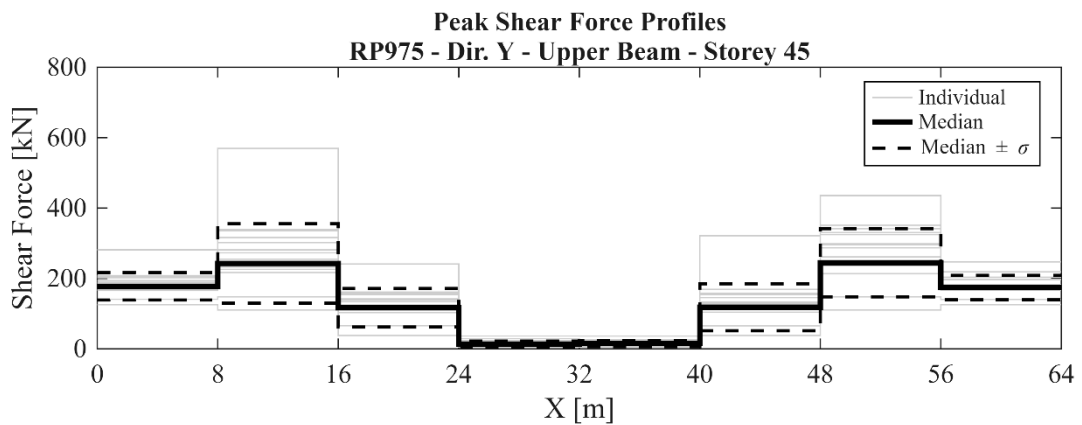
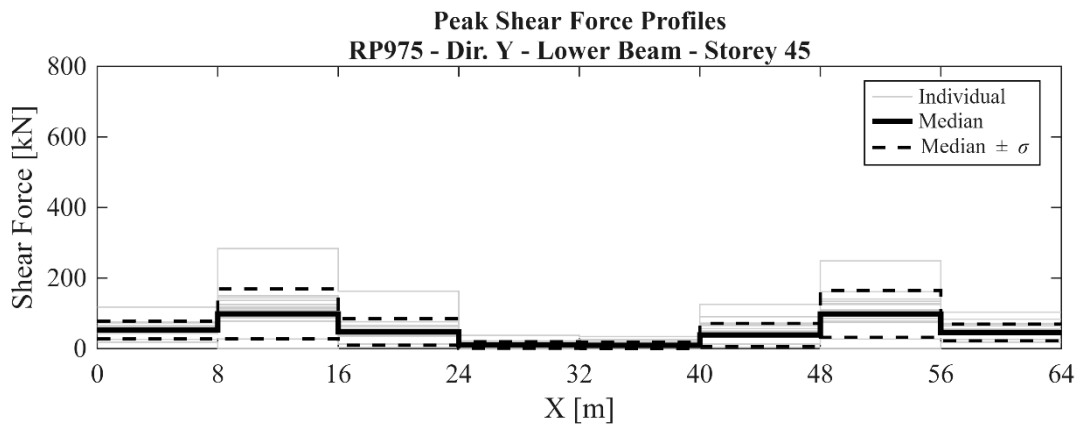
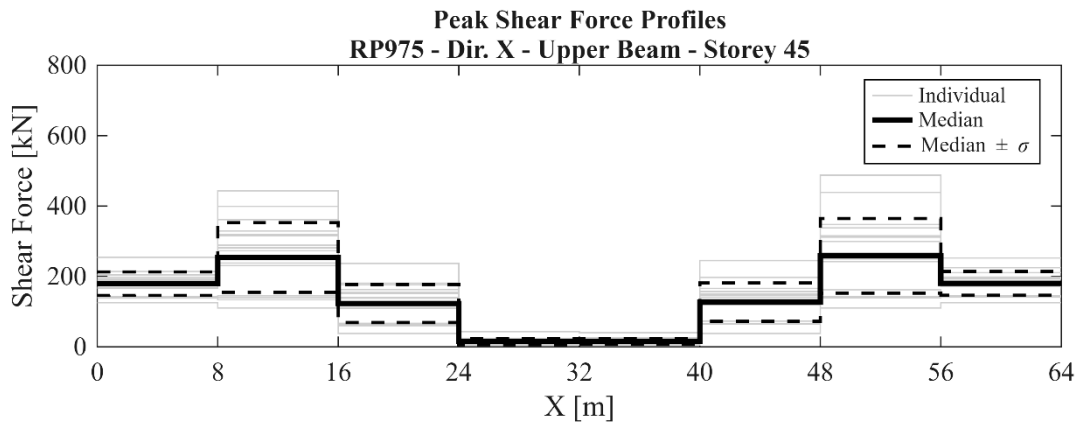
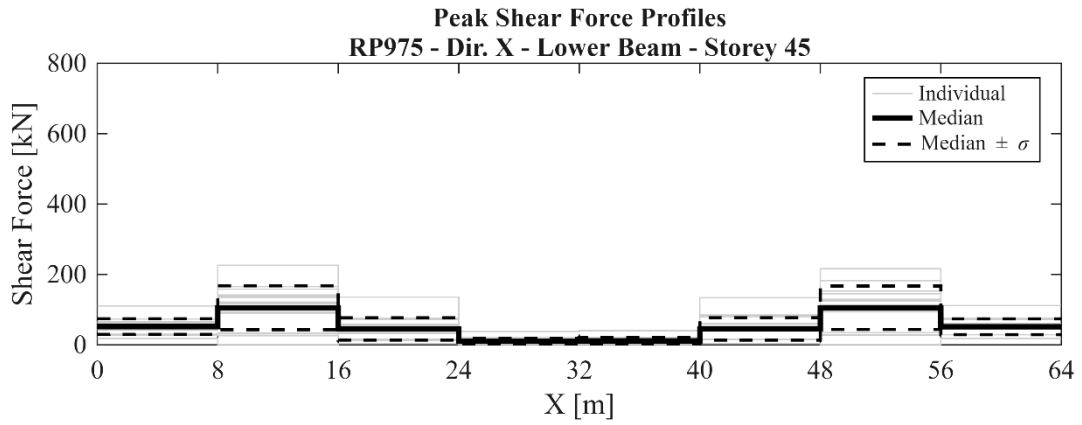




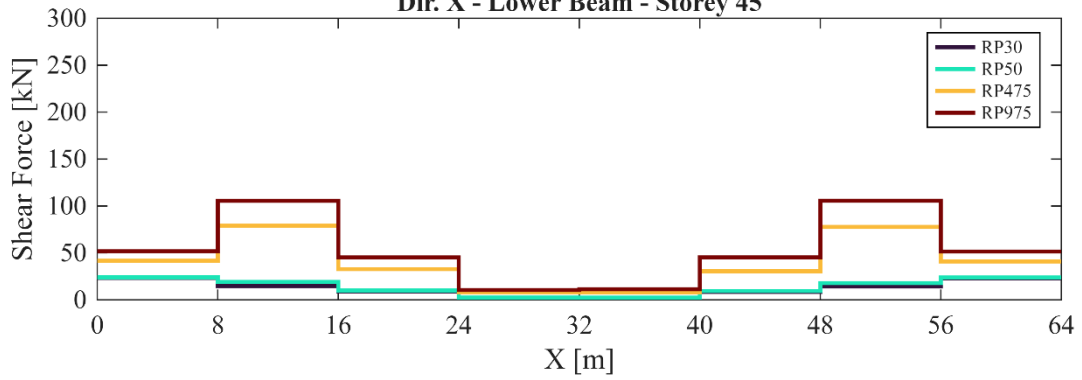




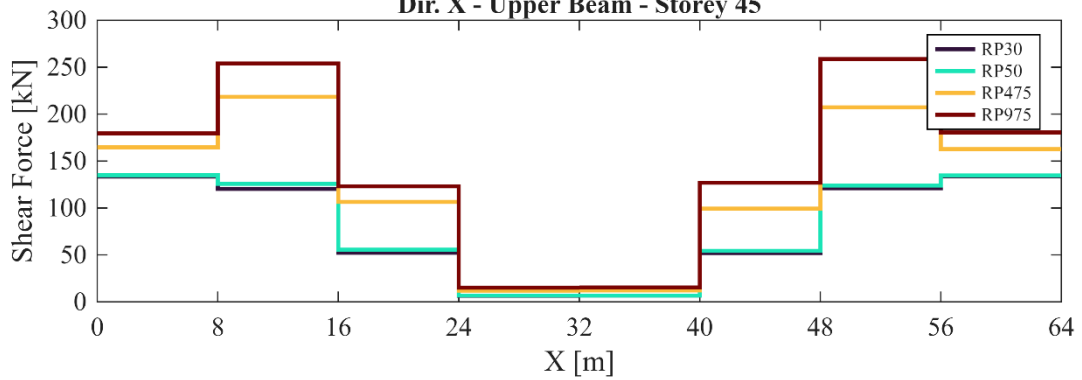




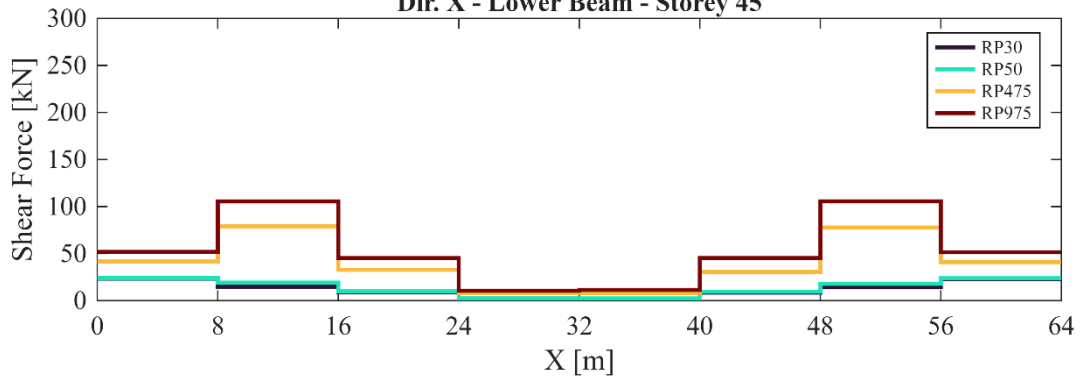
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. X - Lower Beam - Storey 45**



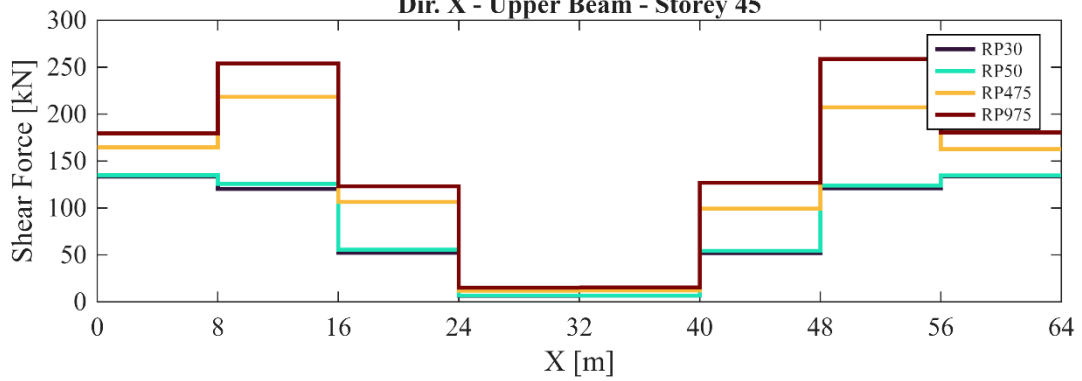
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. X - Upper Beam - Storey 45**

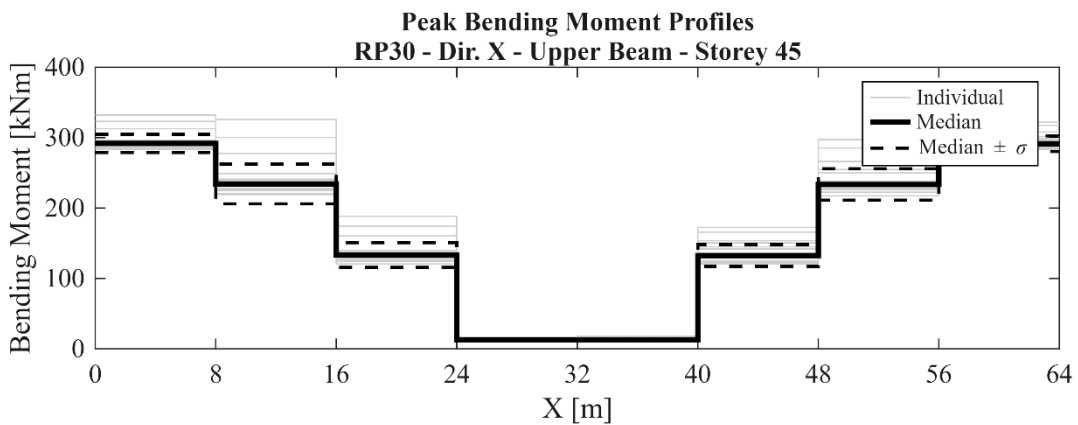
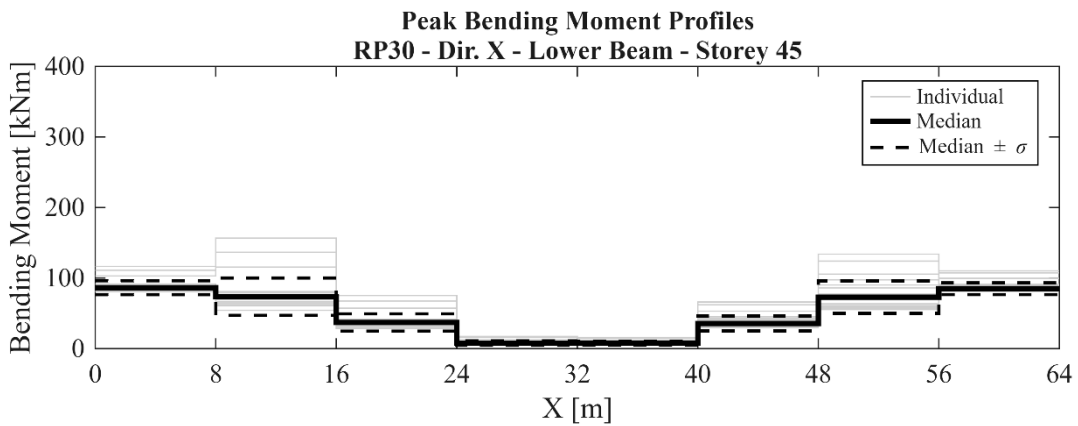
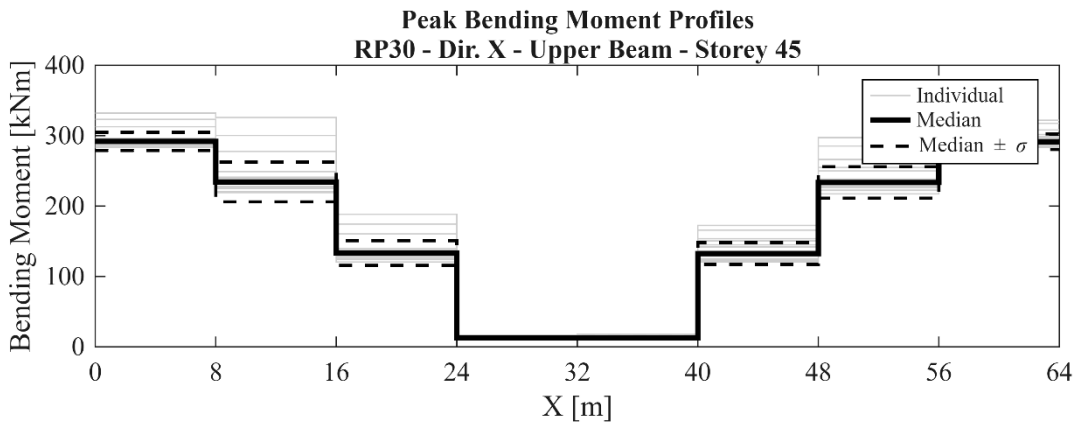
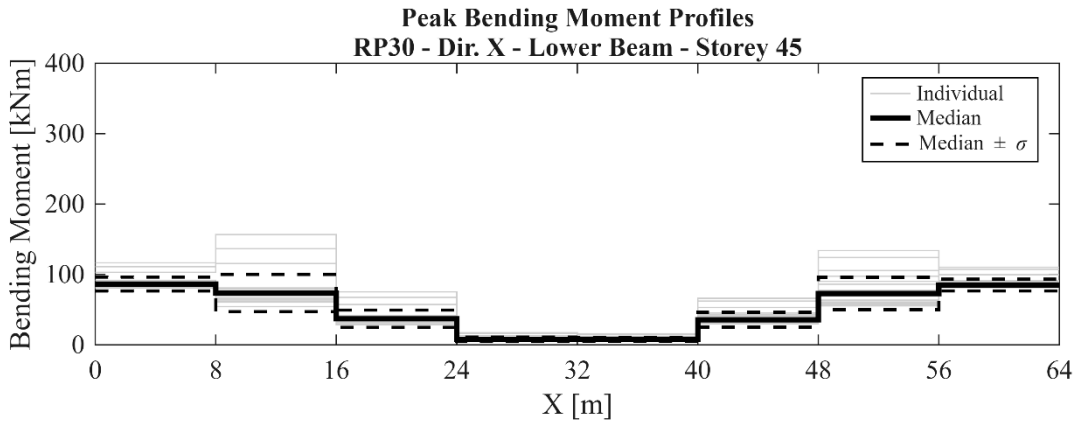


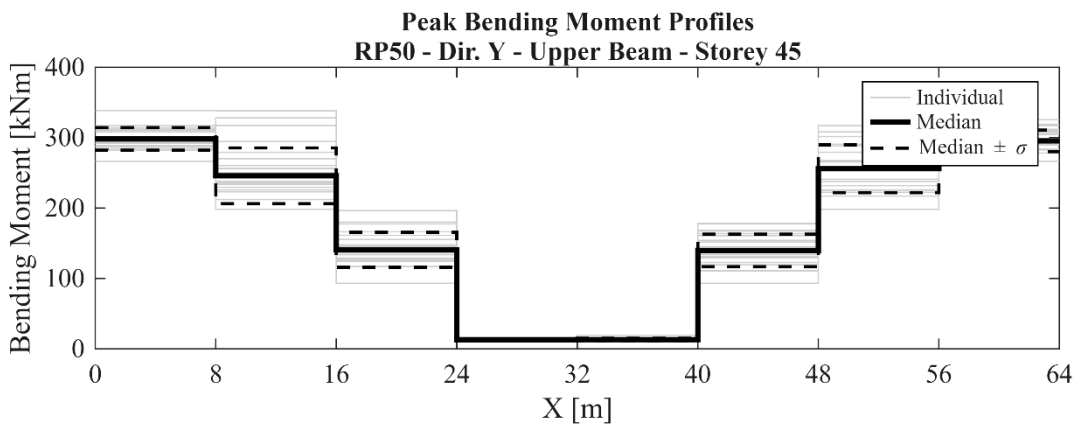
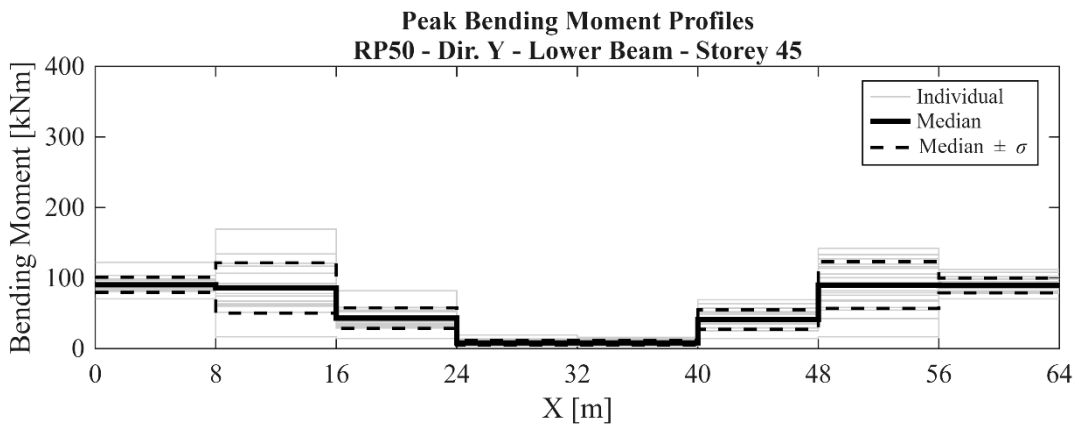
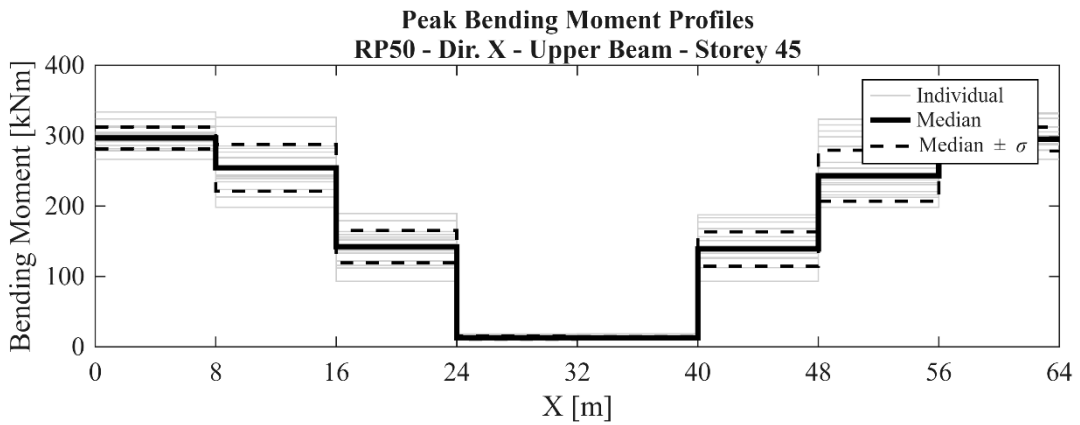
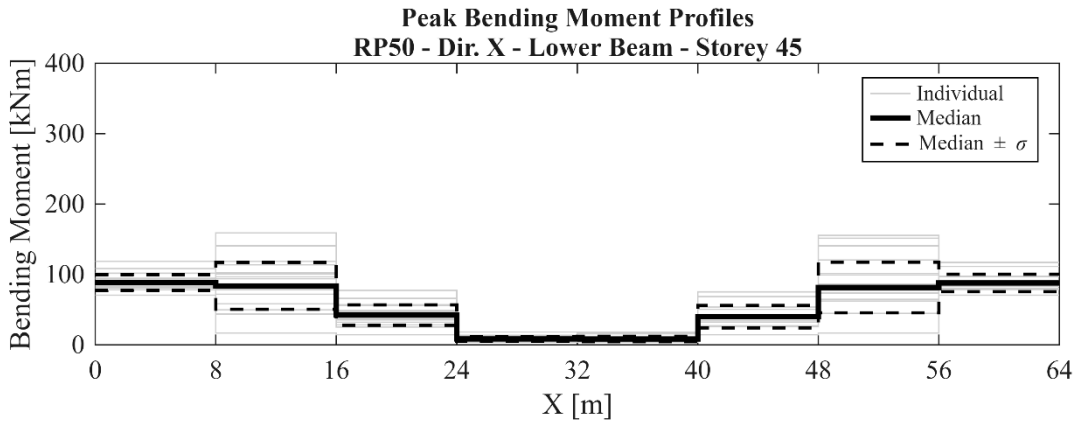
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. X - Lower Beam - Storey 45**

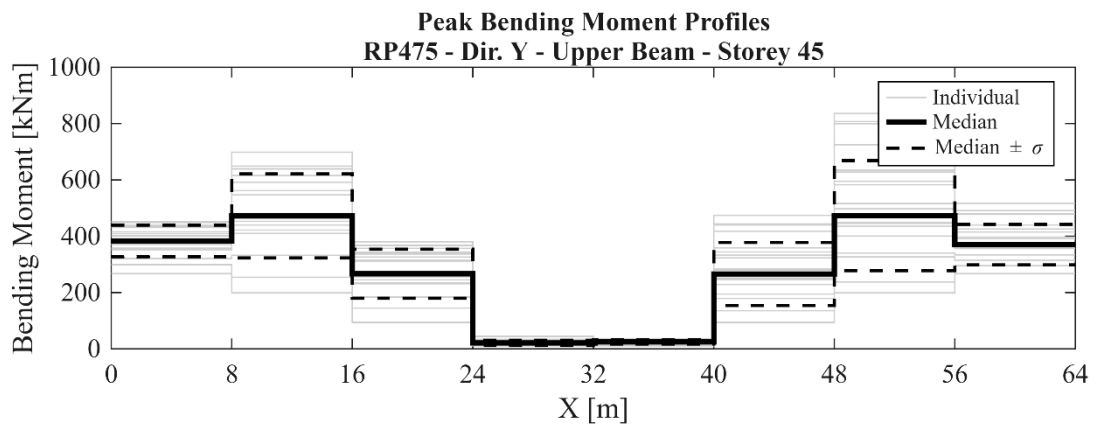
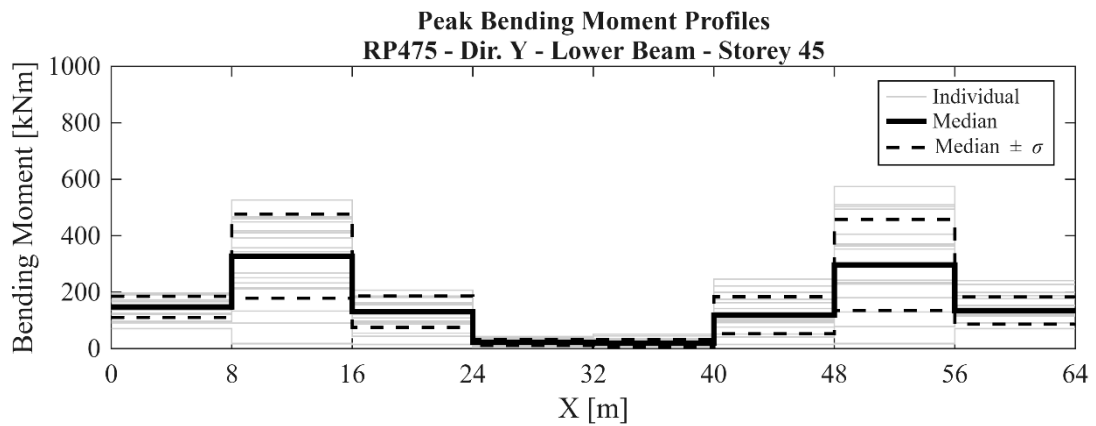
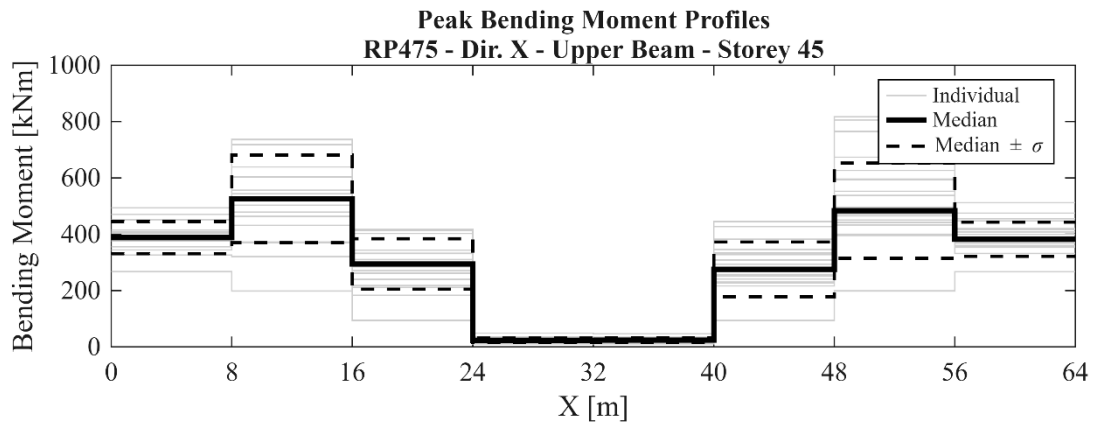
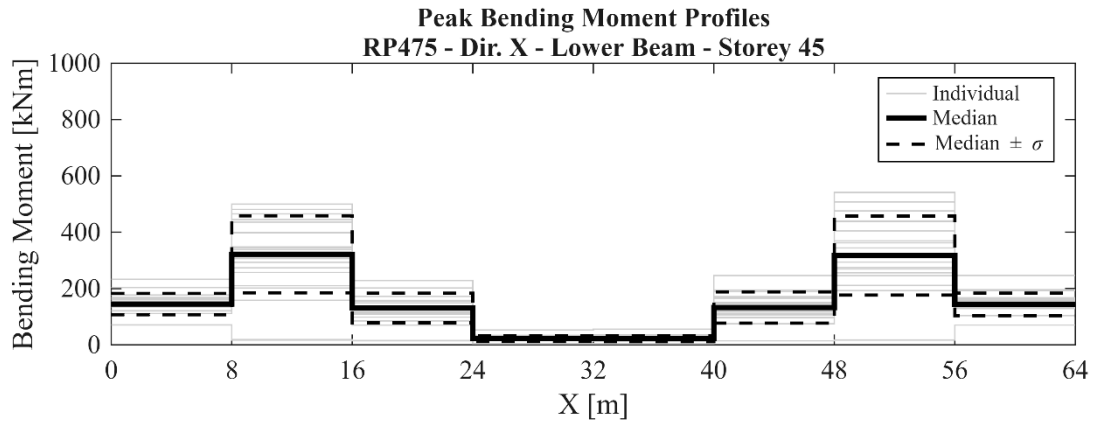


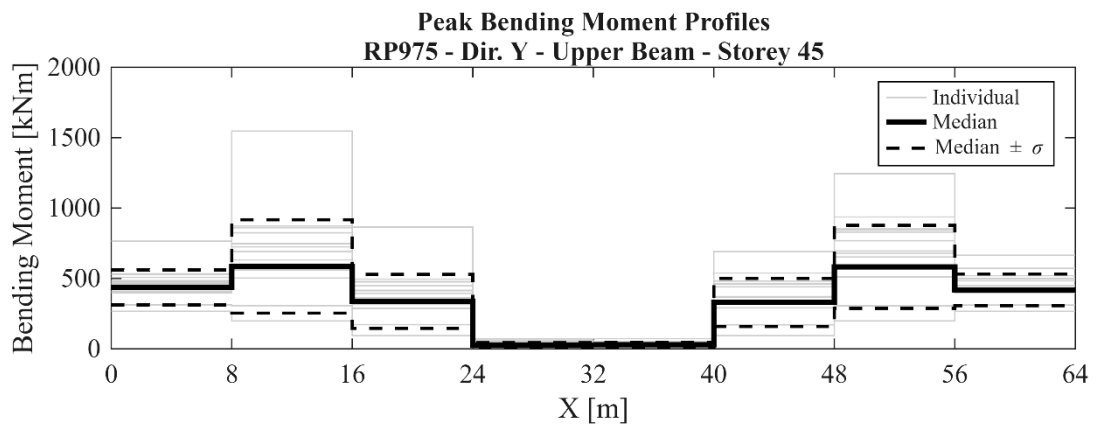
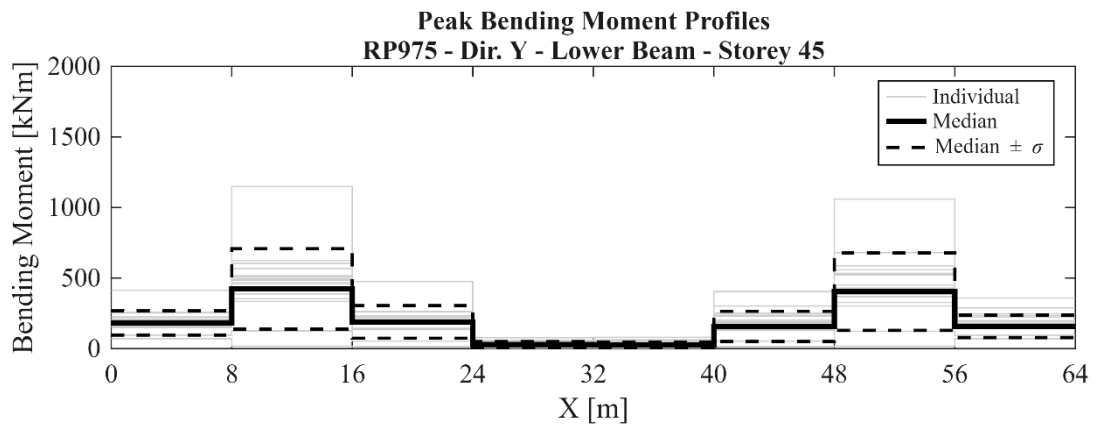
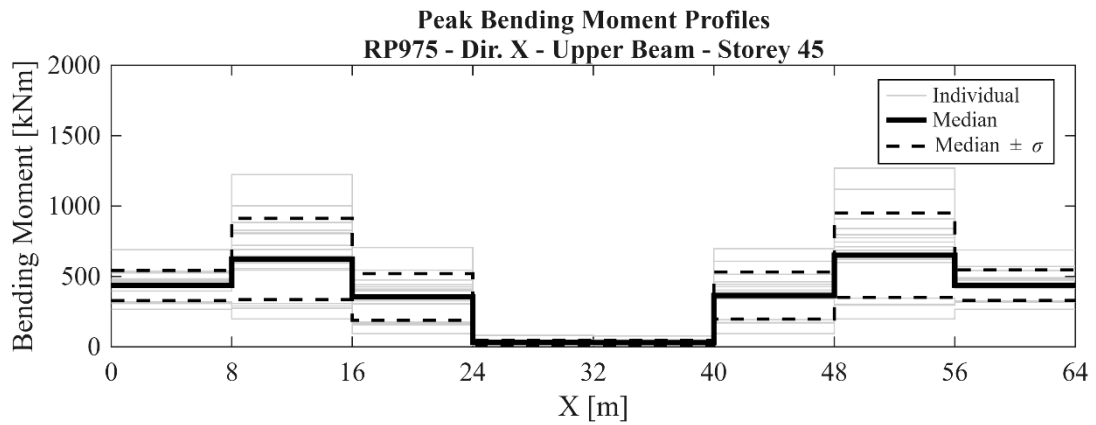
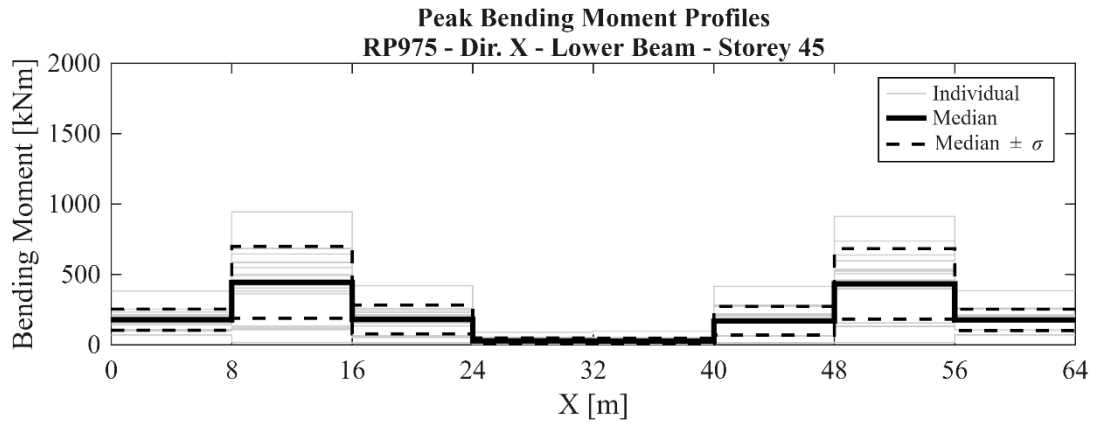
**Median Peak Shear Force Profiles
Dir. X - Upper Beam - Storey 45**

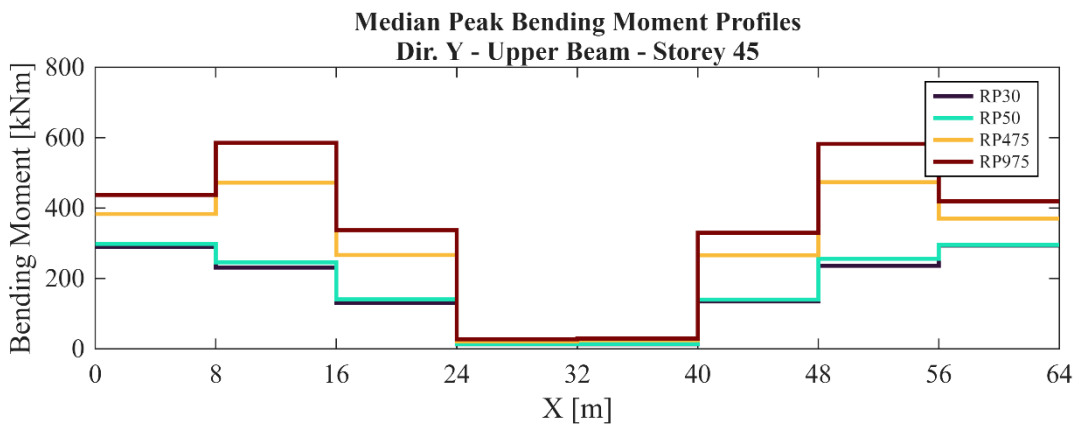
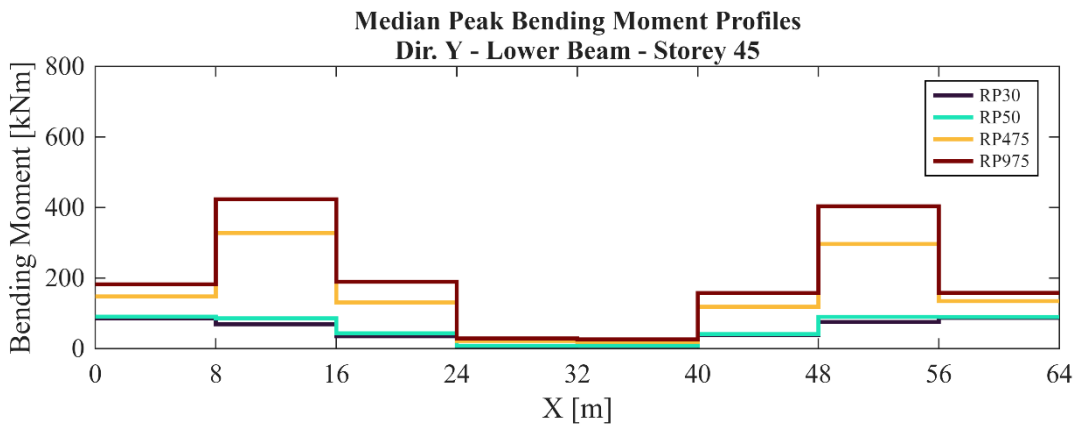
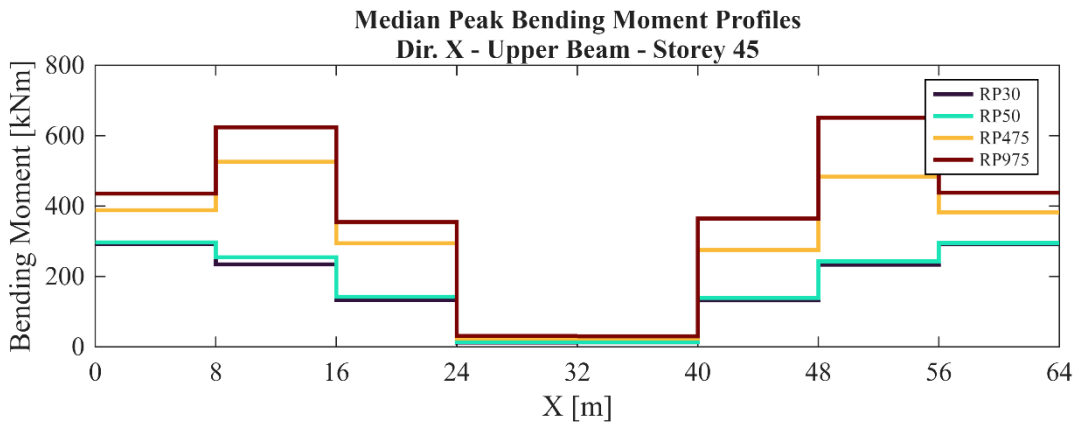
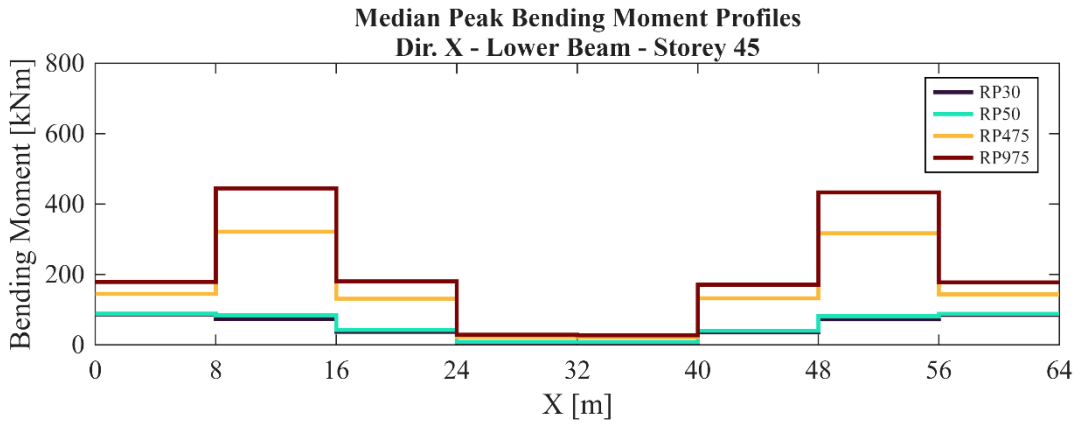




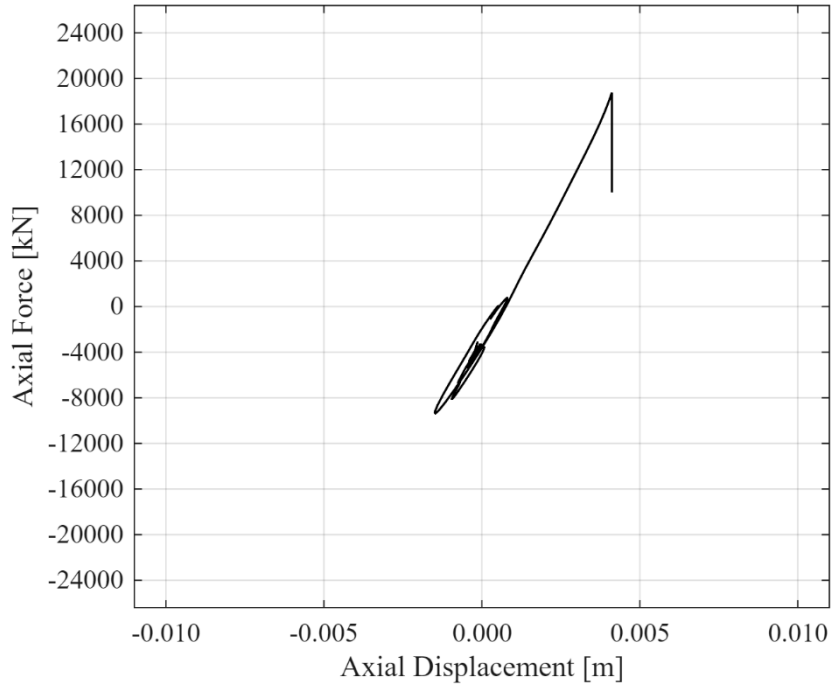




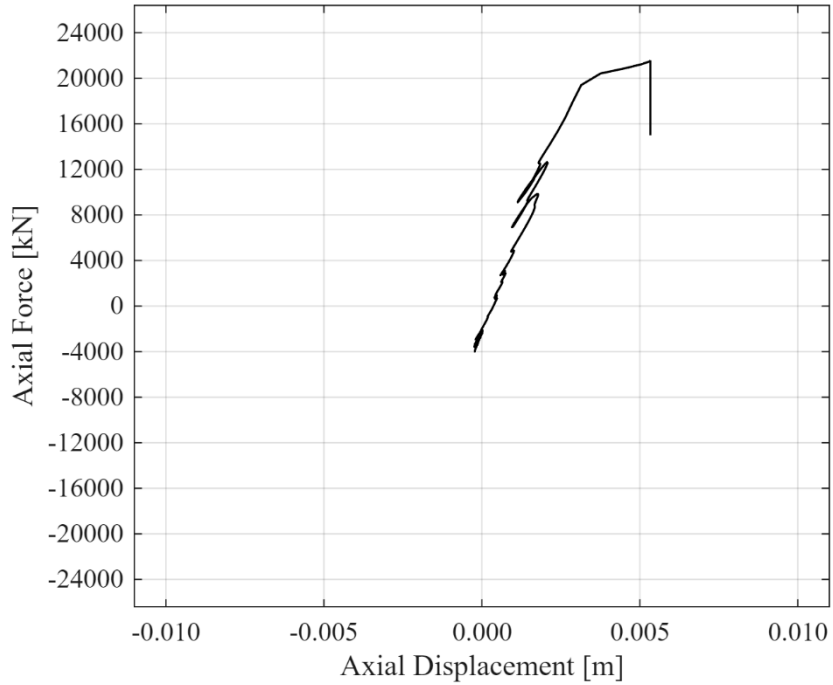




**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. X**



**Hysteretic behaviour - Critical Brace
RP9975 - Dir. Y**



Concludendo con il quarto e ultimo caso studio, i profili degli spostamenti laterali ripropongono la stessa deformata a mensola, evidenziata anche nei modelli precedenti. I valori massimi mediani in sommità raggiungono 0.04 m (RP30, X e Y), fino a circa 0.05 m (RP50, X e Y). All'aumentare dell'azione sismica, si registrano valori mediani massimi di 0.18 m (RP475, X e Y), fino a 0.25 m (RP975, X) e 0.23 m (RP975, Y). Osservando i grafici riassuntivi delle mediane, i picchi di spostamento laterale di piano raggiungono i valori di circa 1 m (RP9975, X) e di 0.91 m (RP9975, Y).

I profili di *drift* interpiano evidenziano nuovamente le riduzioni di deformabilità in corrispondenza dei piani irrigiditi dagli *outrigger* (15°, 30°, 45° e 60° piano). Ciò dimostra l'efficacia di questa soluzione nel mitigare il *drift* anche in un edificio di elevata snellezza. La concentrazione maggiore di domanda di *drift* si colloca nella fascia compresa fra il 45° e il 60° piano, sopra i tre quarti circa dell'altezza totale della struttura. È importante notare come i valori risultano essere significativamente più contenuti rispetto ai modelli precedenti: per i terremoti frequenti, i *drift* massimi mediani si mantengono intorno allo 0.03 % (RP30, X e Y) e 0.04 % (RP50, X e Y). In corrispondenza dei sismi più intensi, i picchi raggiungono lo 0.16 % (RP475, X) e lo 0.15 % (RP475, Y), raggiungendo massimi di 0.21 % (RP975, X) e 0.20 % (RP975, Y) sotto l'azione sismica più elevata. Questo è dovuto alle dimensioni elevate delle sezioni in acciaio adottate e anche allo schema strutturale con un nucleo controventato più esteso in pianta. In corrispondenza dell'intensità più elevata, i picchi di *drift* interpiano raggiungono valori pari a 0.73 % (RP9975, X) e 0.66 % (RP9975, Y).

Analizzando le accelerazioni assolute, per i sismi più frequenti, le accelerazioni mediane massime si attestano intorno a 0.04 g (RP30, X e Y), salendo fino a 0.06 g (RP50, X e Y). Salendo di intensità, si toccano valori pari a 0.22 g (RP475, X e Y), con massimi assoluti pari a 0.32 g (RP975, X e Y). In corrispondenza del periodo di ritorno più elevato, vengono raggiunti picchi mediani pari a 1 g (RP9975, X) e 1.05 g (RP9975, Y).

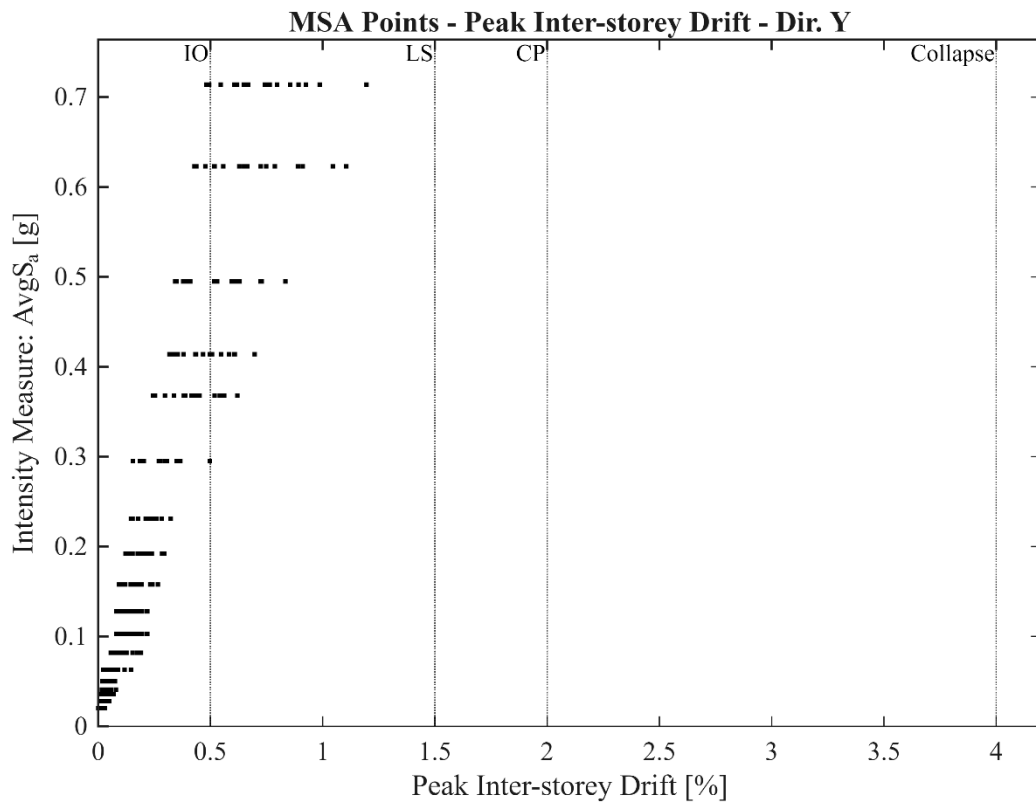
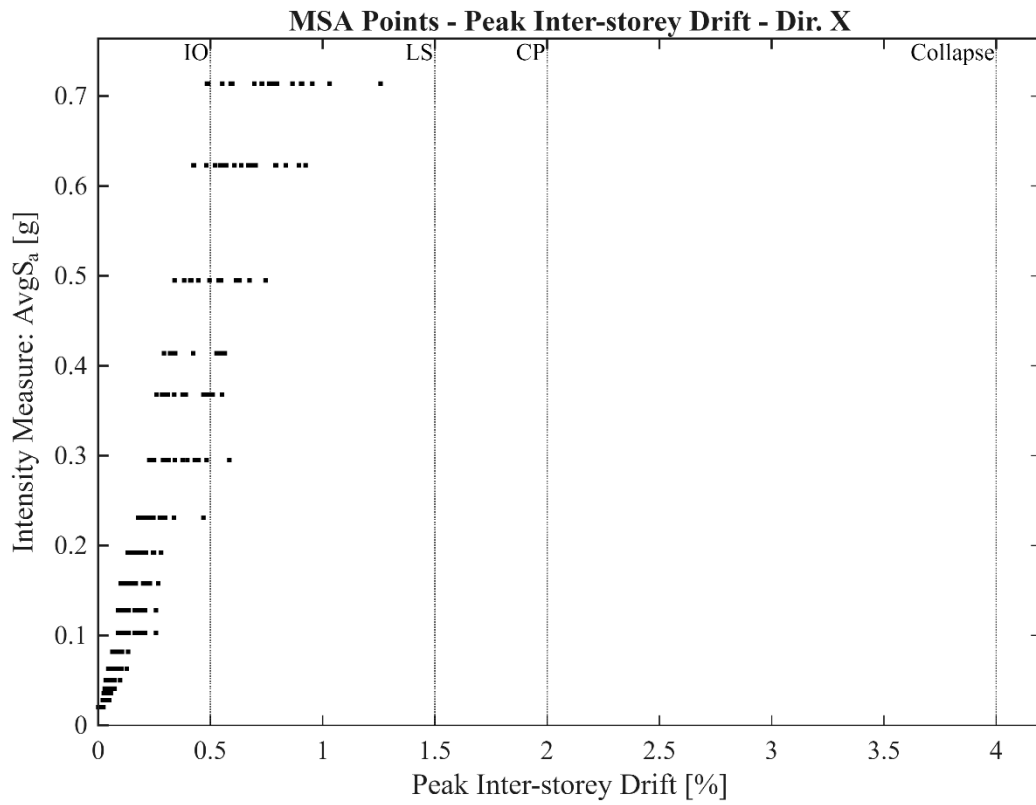
Riguardo alle sollecitazioni nelle colonne, per le intensità più ridotte, i valori mediani presentano un taglio massimo di 9 kN (RP30, X e Y), associato ad un momento flettente di circa 30 kNm. All'aumentare dell'intensità, si registrano valori di taglio pari a 11 kN (RP50, X e Y), e momenti pari a 31-36 kNm. Per i sismi di maggiore entità, le sollecitazioni crescono significativamente, raggiungendo valori di 47-52 kN per il taglio e 140-160 kNm per il momento (RP475, X e Y). Infine, per l'intensità più elevata, i valori

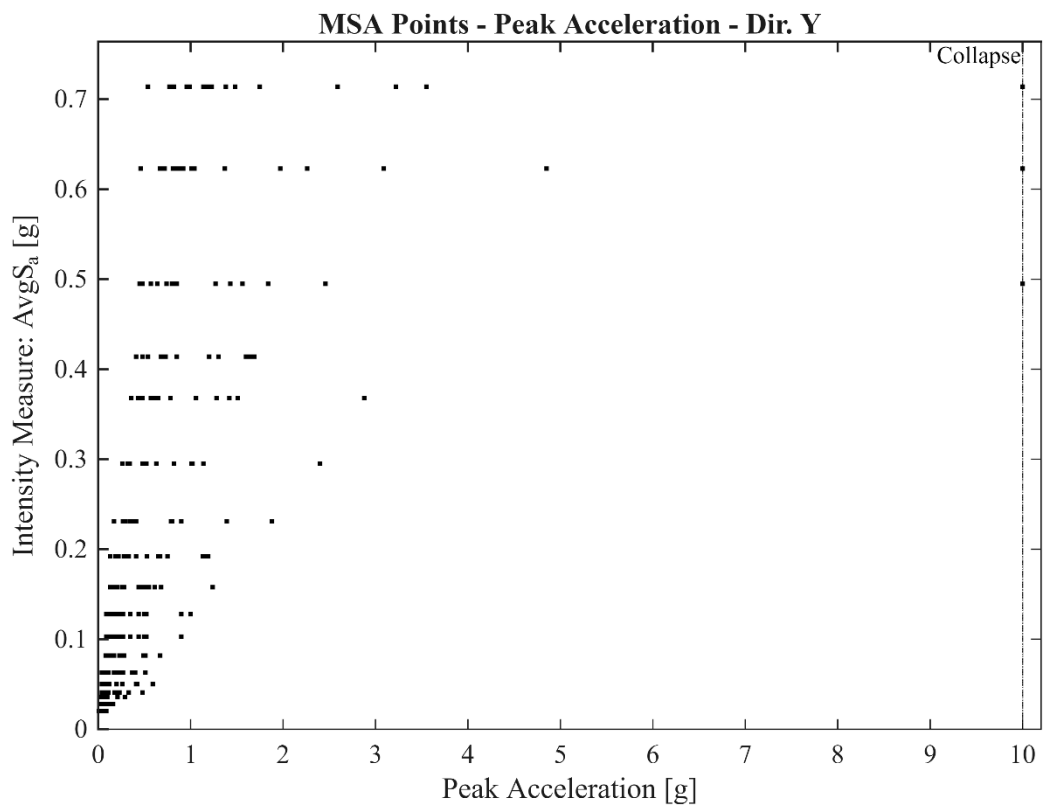
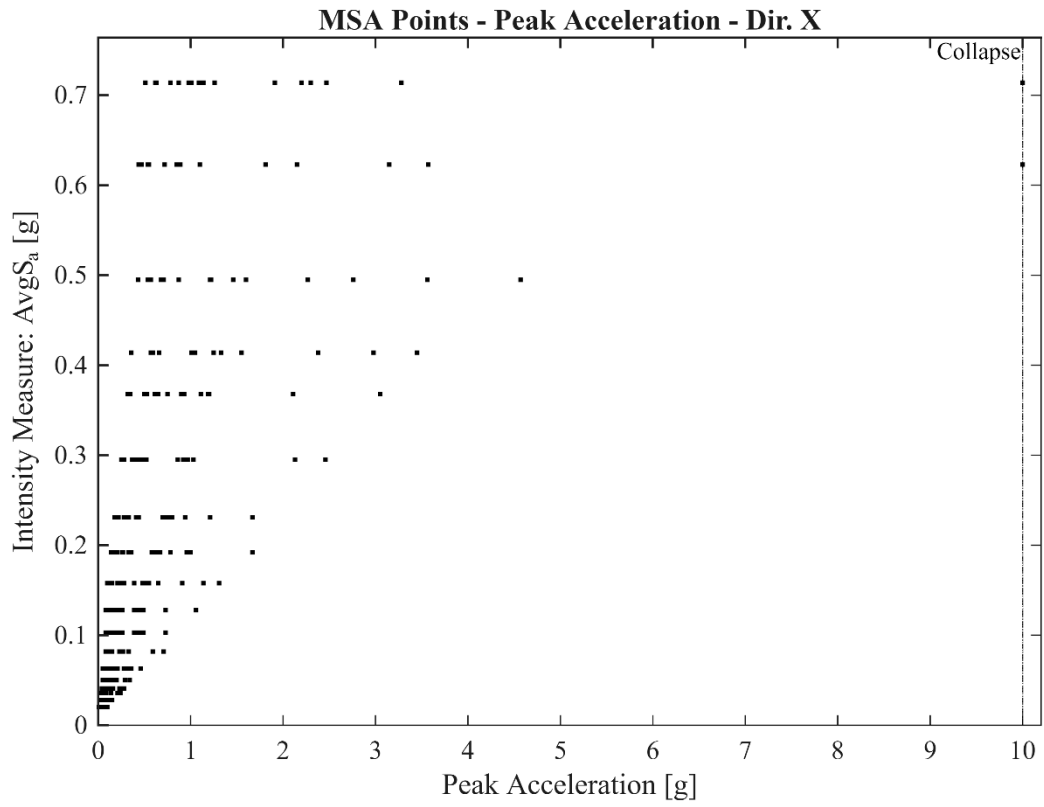
massimi si attestano su un taglio di 56 kN e momento di 170 kNm (RP975, X), culminando con un taglio di 66 kN e momento di 192 kNm (RP975, Y).

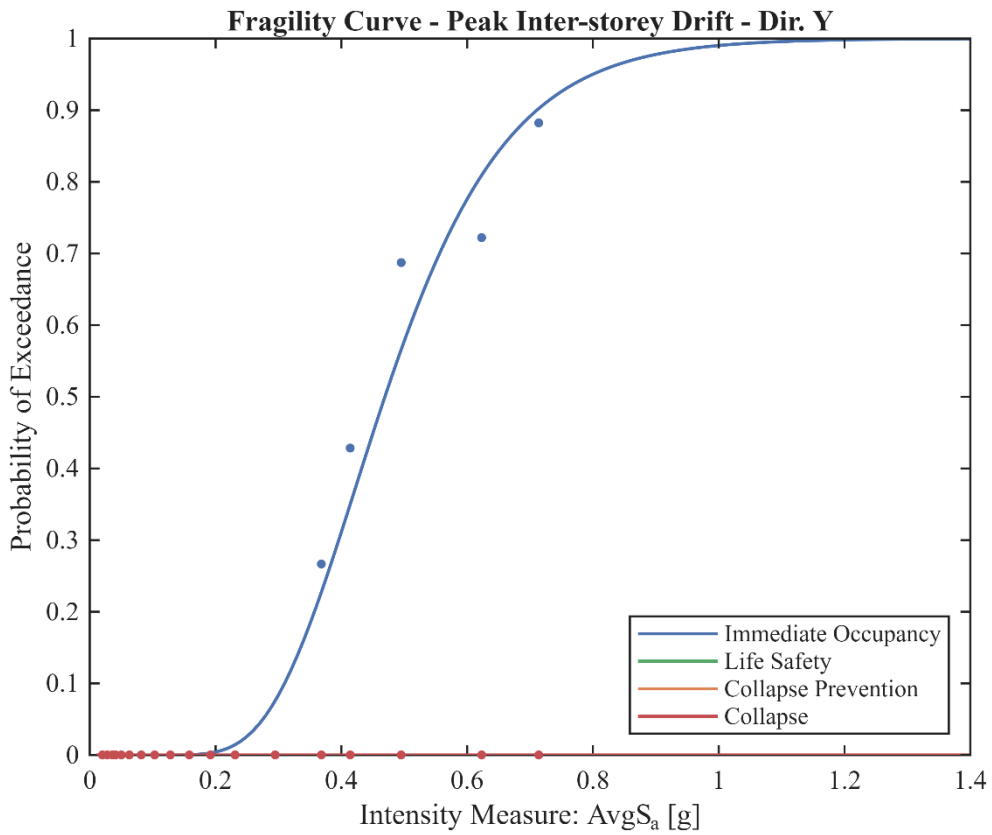
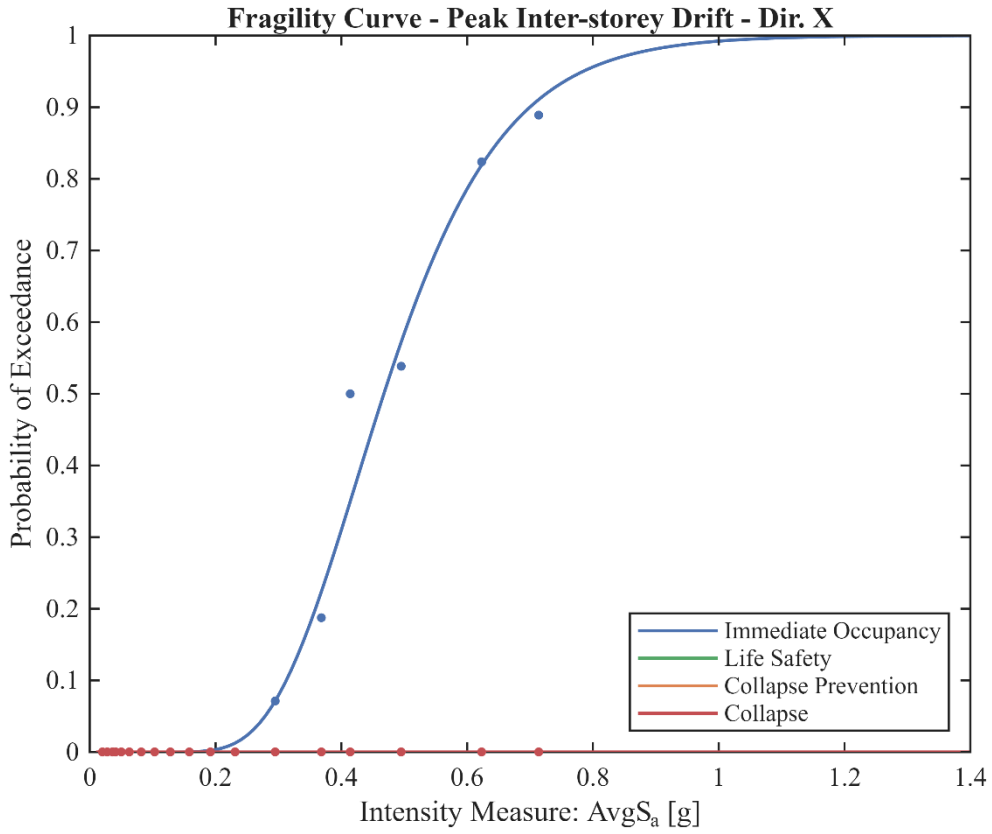
In corrispondenza dell'*outrigger* del 45° piano, si conferma la stessa tendenza vista nei modelli precedenti: vengono raggiunti picchi di azione assiale di circa 8000 kN (RP975), maggiormente concentrati sempre nelle travi superiori.

Infine, per quanto riguarda il controvento più sollecitato (situato al piano terra) si nota una rottura in corrispondenza di un'azione assiale pari a circa 19000 kN a trazione in direzione X e circa 21000 kN sempre a trazione per la direzione Y.

4.4.2. Punti *MSA* e Curve di Fragilità







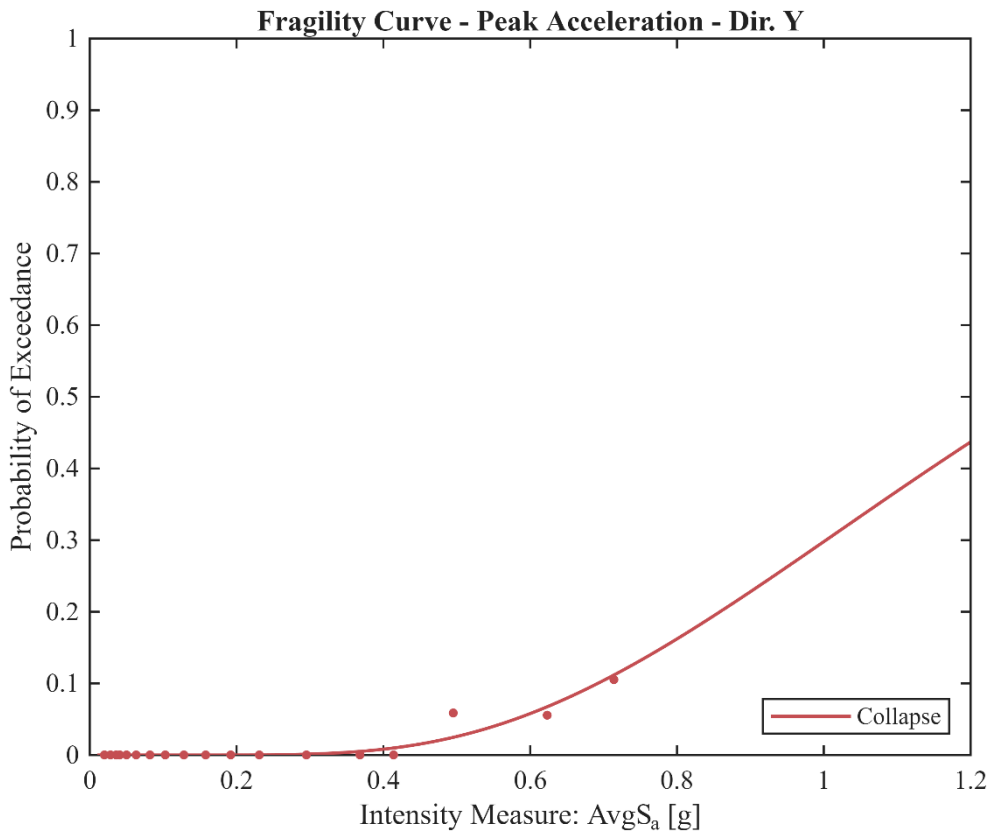
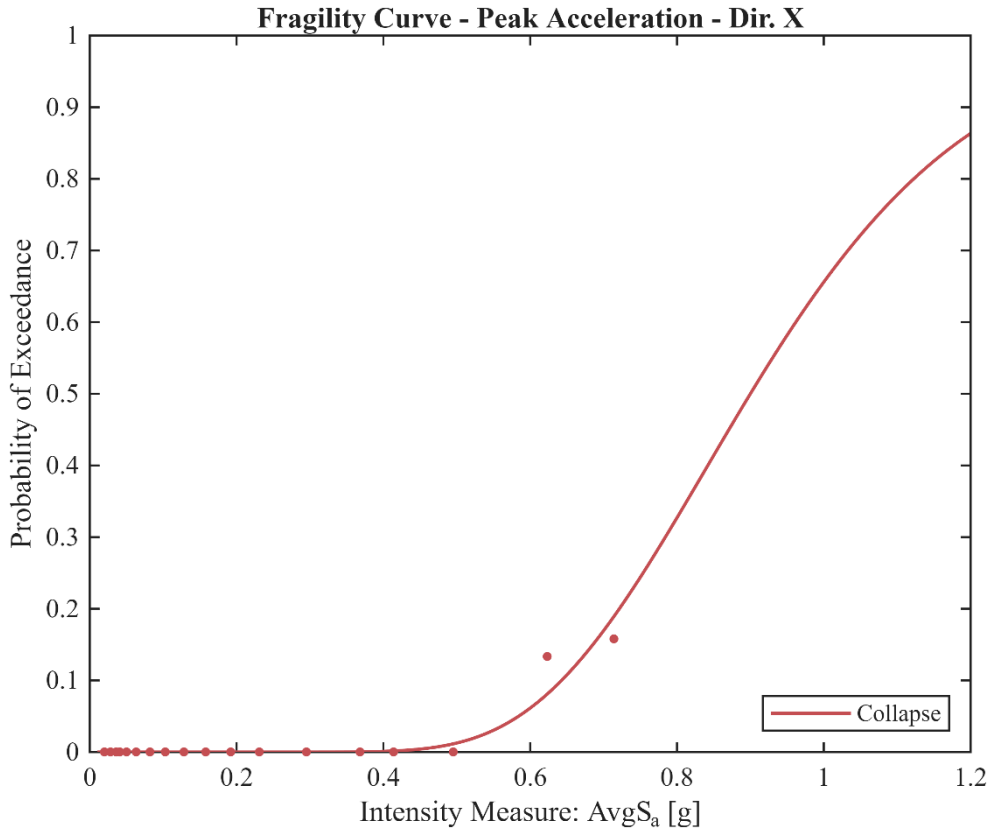


Tabella 31: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.468	0.315	0.983
<i>Life Safety</i>	-	-	-
<i>Collapse Prevention</i>	-	-	-
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 32: parametri delle curve di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione del massimo drift interpiano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Immediate Occupancy</i>	0.469	0.324	0.976
<i>Life Safety</i>	-	-	-
<i>Collapse Prevention</i>	-	-	-
<i>Collapse</i>	-	-	-

Tabella 33: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione X.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	0.900	0.263	0.898

Tabella 34: parametri della curva di fragilità (mediana θ , dispersione β e coefficiente di determinazione R^2) in funzione della massima accelerazione di piano in direzione Y.

Stato limite	θ	β	R^2
<i>Collapse</i>	1.297	0.490	0.902

Analizzando i risultati relativi al quarto e ultimo caso studio, corrispondente all'edificio da 60 piani, i primi quattro grafici propongono sempre la dispersione dei punti *MSA* secondo i 18 livelli di intensità sismica prefissati. L'evoluzione della domanda strutturale viene valutata in termini di *drift* interpiano di picco e di accelerazione assoluta massima di piano, mantenendo anche in questo caso l'applicazione del limite di collasso posto a 10 g.

Osservando le curve di fragilità definite in funzione del *drift* di interpiano (per le direzioni X e Y), emerge una differenza sostanziale rispetto alle precedenti configurazioni: il

modello registra probabilità non nulle unicamente per lo stato limite di *Immediate Occupancy*. Le curve relative a *Life Safety*, *Collapse Prevention* e *Collapse* risultano non avere alcuna occorrenza per l'intero intervallo di indagato.

Passando alle curve di fragilità per l'accelerazione massima di piano, si osserva un'ulteriore e netta riduzione della vulnerabilità al collasso, accompagnata da una marcata differenza di comportamento tra le due direzioni. All'intensità massima indagata di 0.714 g, la probabilità di superare lo stato limite di *Collapse* si attesta solo intorno al 20% in direzione X (con un'elevata mediana θ pari a 0.900 g), mentre in direzione Y risulta ancora più contenuta, sfiorando appena il 10% (con una mediana pari a 1.297 g, come riportato nelle Tabelle 33 e 34).

Nonostante le probabilità di collasso decisamente inferiori rispetto ai modelli precedenti, si confermano ancora le considerazioni fatte per gli altri modelli.

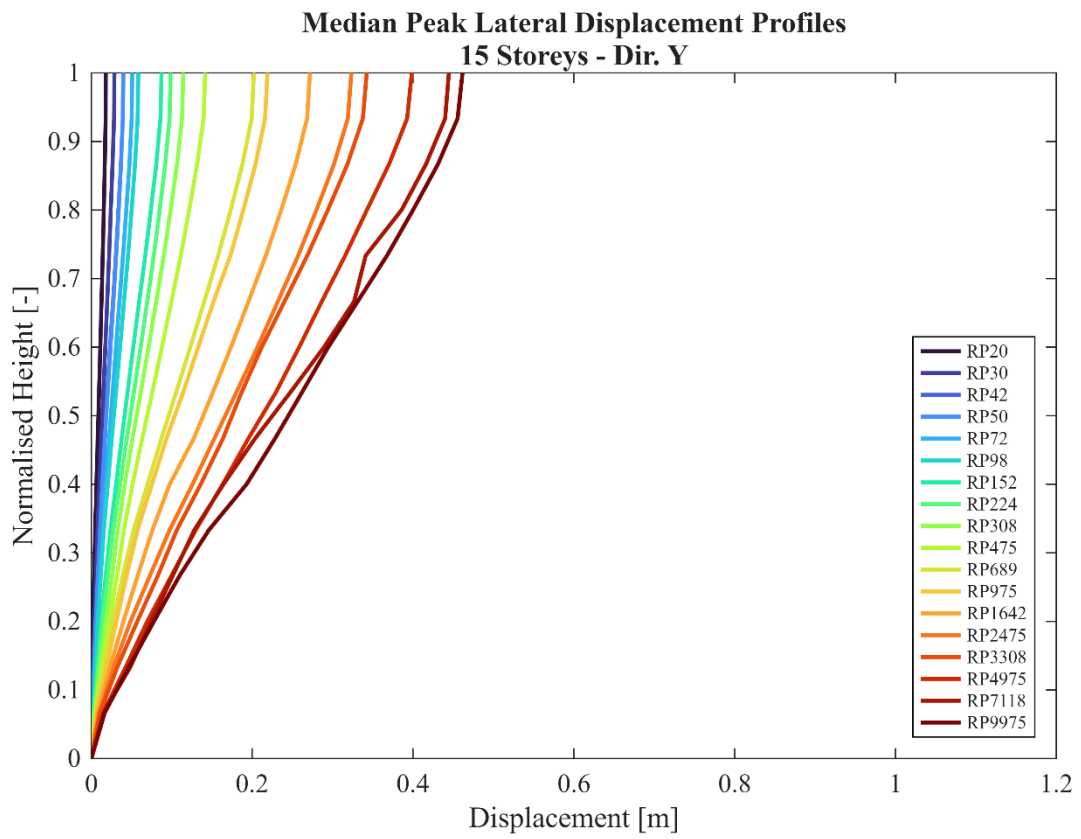
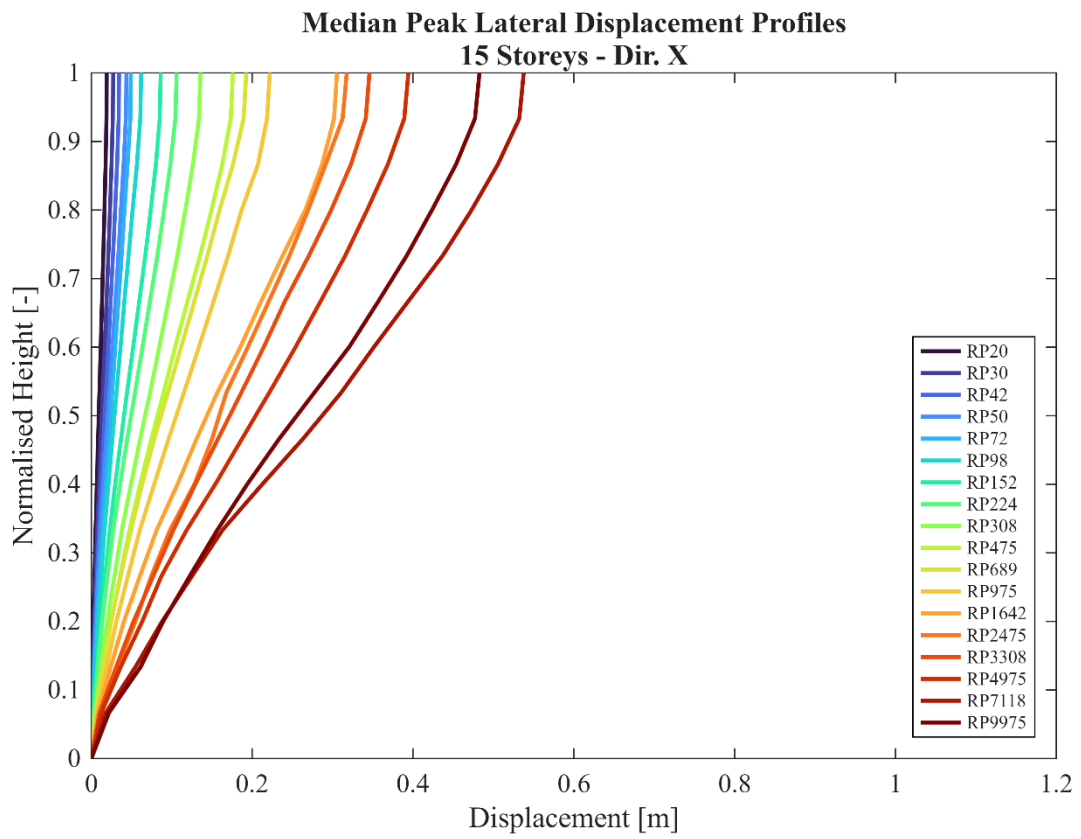
Infine, anche in questo caso, i valori del coefficiente di determinazione R^2 riepilogati nelle tabelle confermano l'ottimo adattamento della distribuzione lognormale.

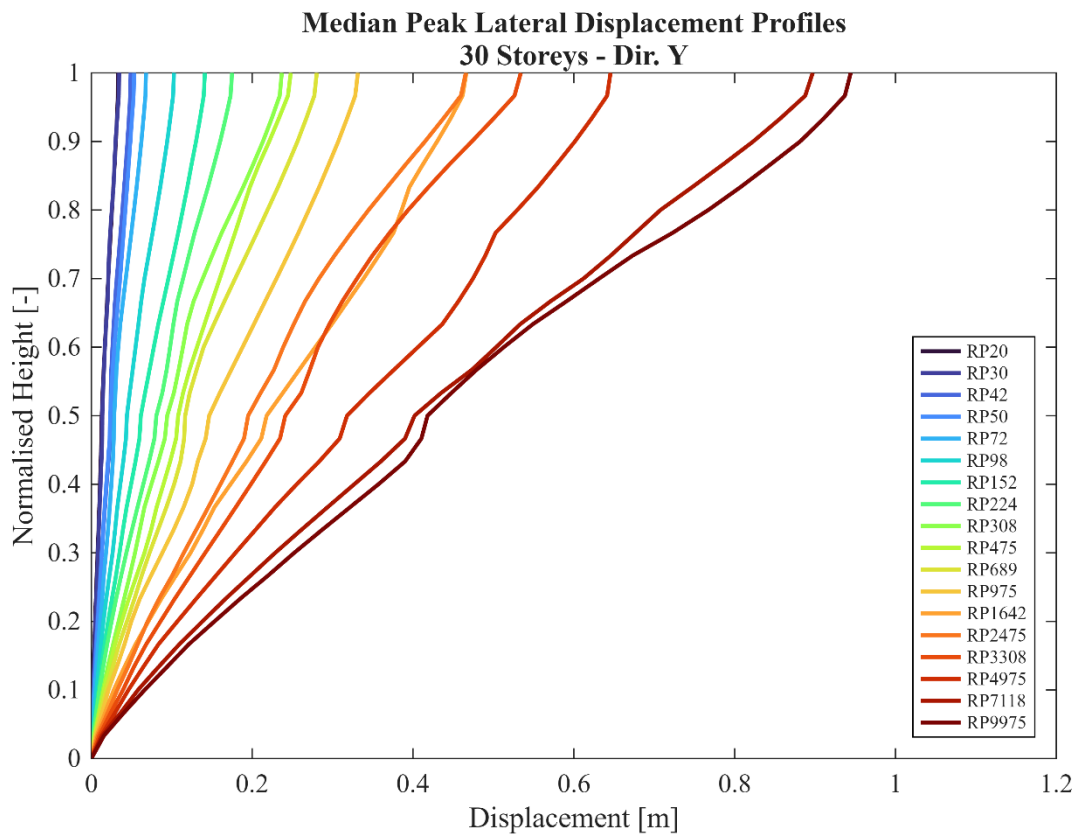
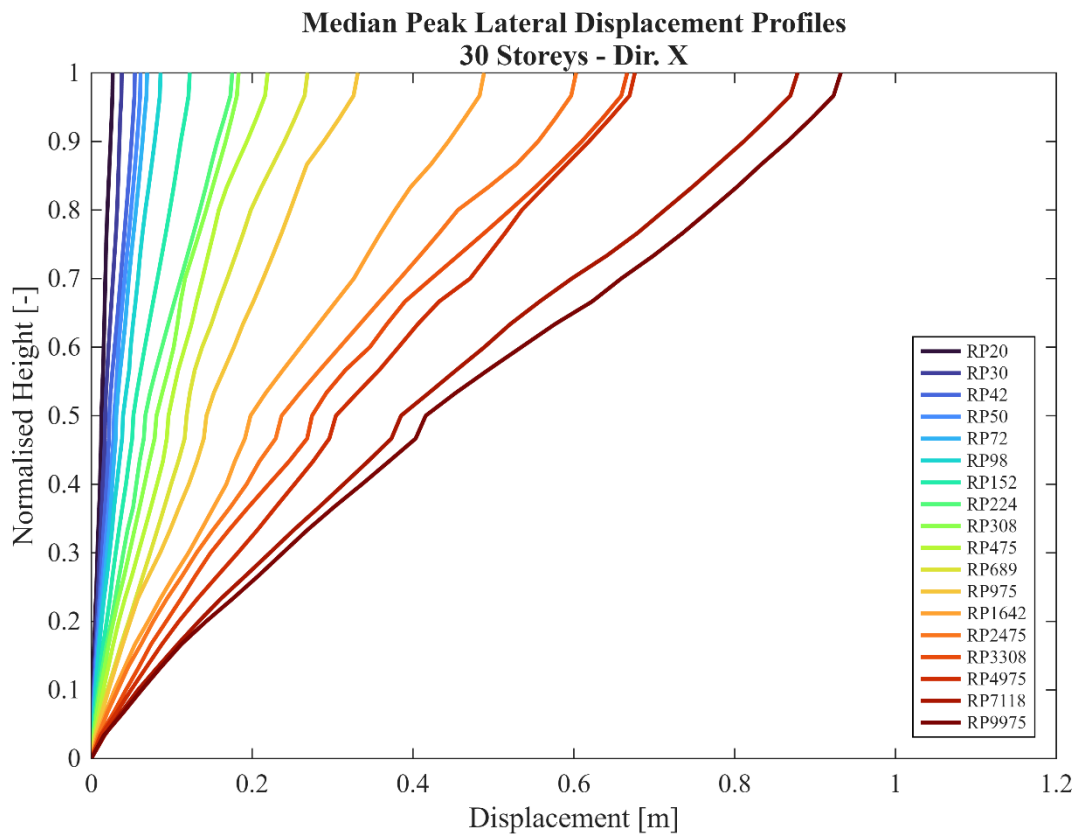
4.5. Confronto fra i modelli

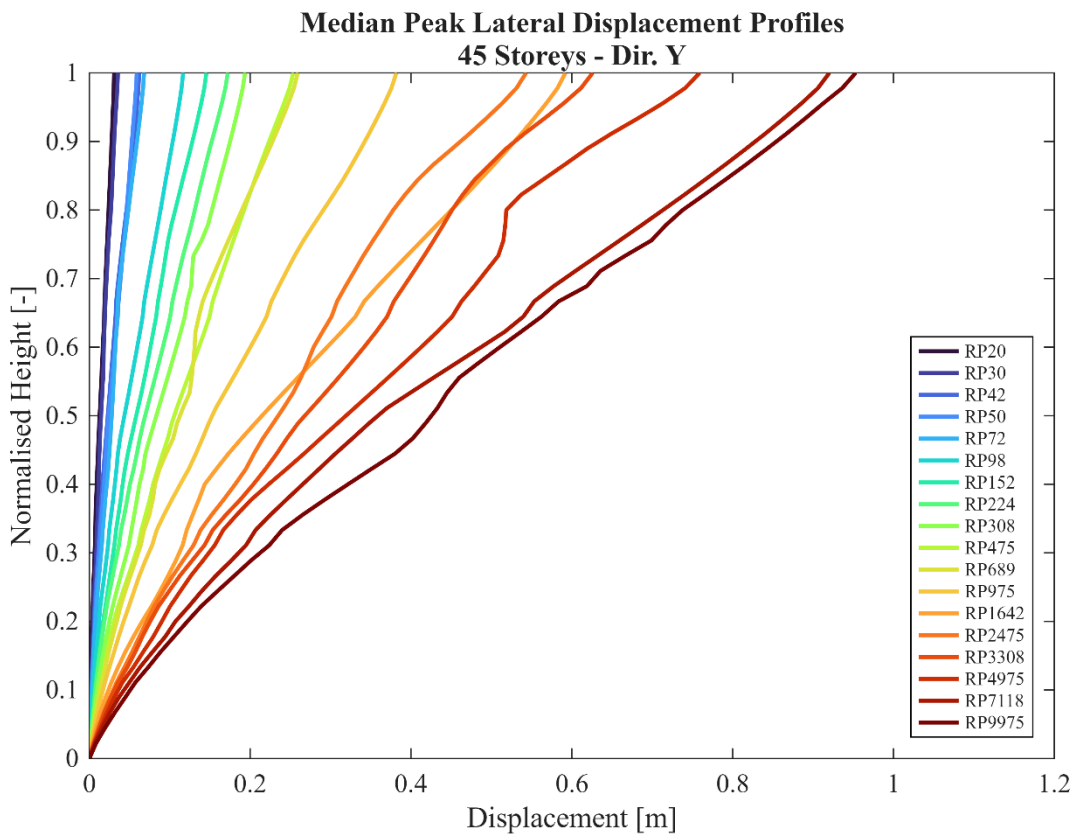
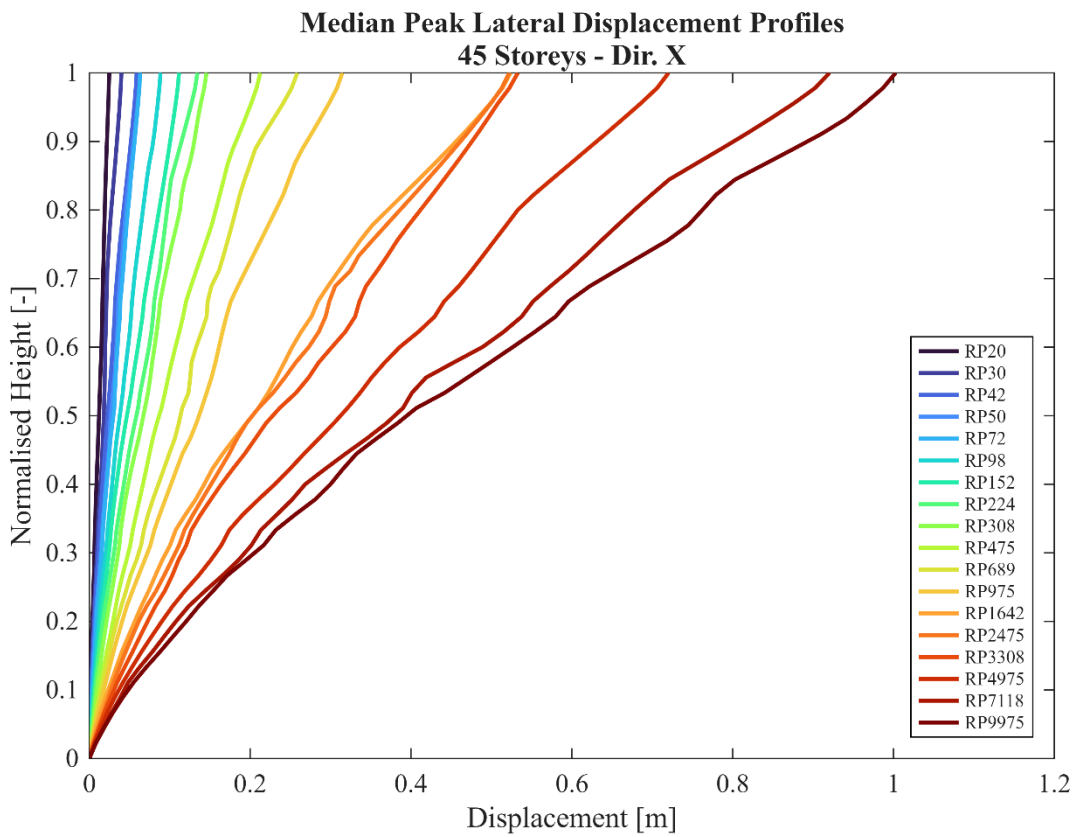
Nel presente paragrafo si riportano i grafici riassuntivi contenenti i profili dei valori mediani in funzione dell'altezza normalizzata. Al fine di rendere confrontabili i modelli caratterizzati da altezze significativamente diverse, le quote di riferimento sono state normalizzate rispetto all'altezza complessiva dell'edificio: la quota adimensionale z/H è definita come il rapporto tra la quota assoluta del singolo piano e l'altezza totale dell'edificio rispetto al piano campagna. Il confronto dei risultati è stato suddiviso in:

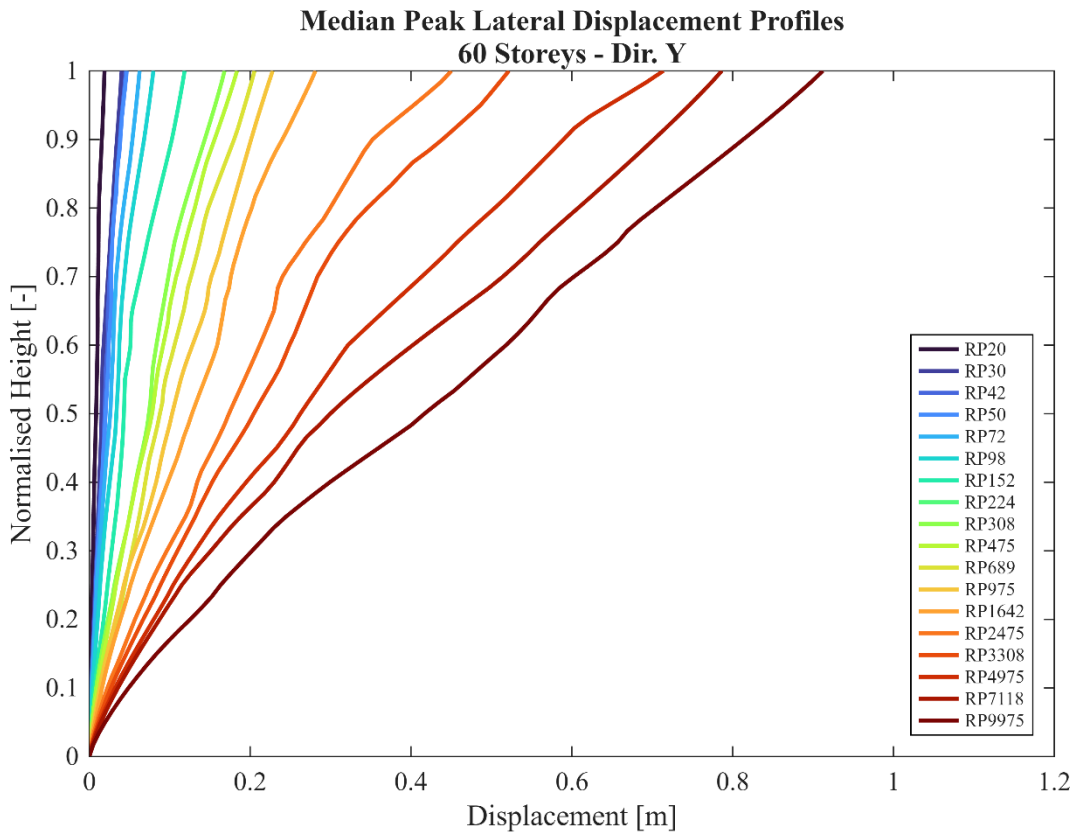
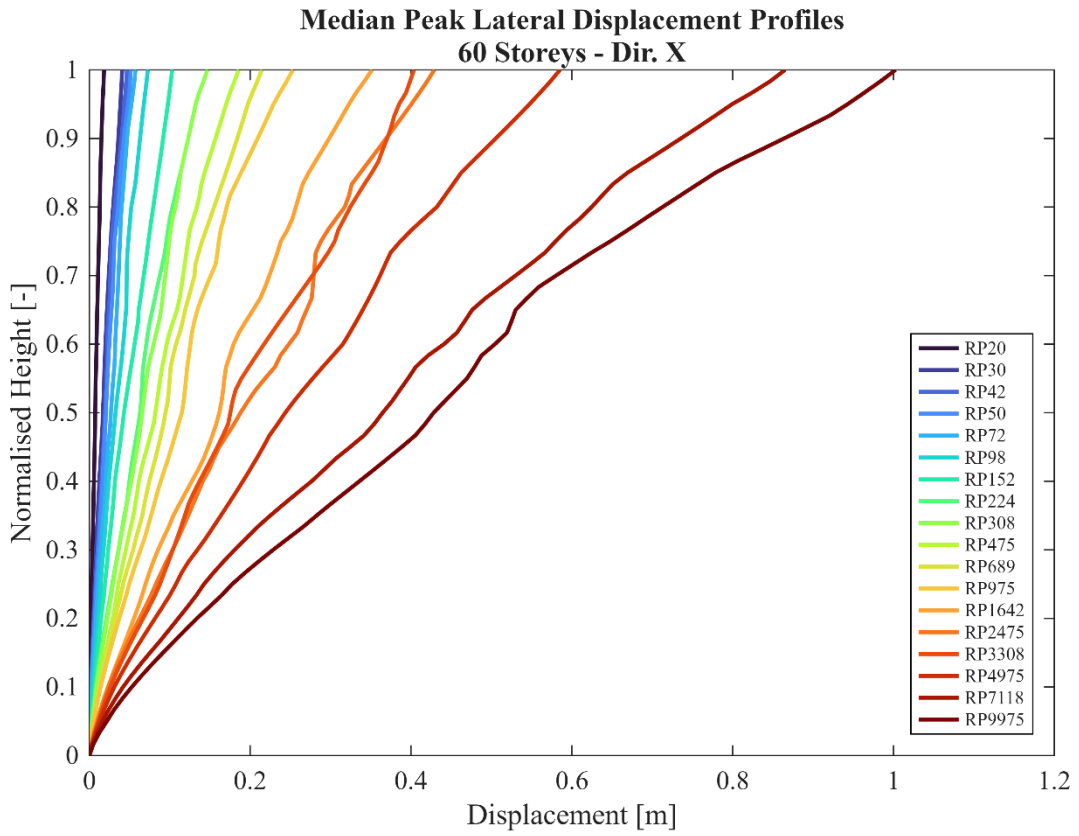
- Spostamenti laterali di piano normalizzati;
- *Drift* interpiano normalizzati;
- Accelerazioni di piano normalizzate;
- Azioni interne normalizzate (colonne).

Inoltre, sono riportate le curve di fragilità di ciascun edificio analizzato in funzione del *drift* interpiano. Tali curve vengono dapprima raggruppate per ogni singolo stato limite (ad esclusione di quello di *Collapse*) e, successivamente, rappresentate in un unico grafico riassuntivo. Lo stesso approccio è adottato per le curve di fragilità relative all'accelerazione di piano.

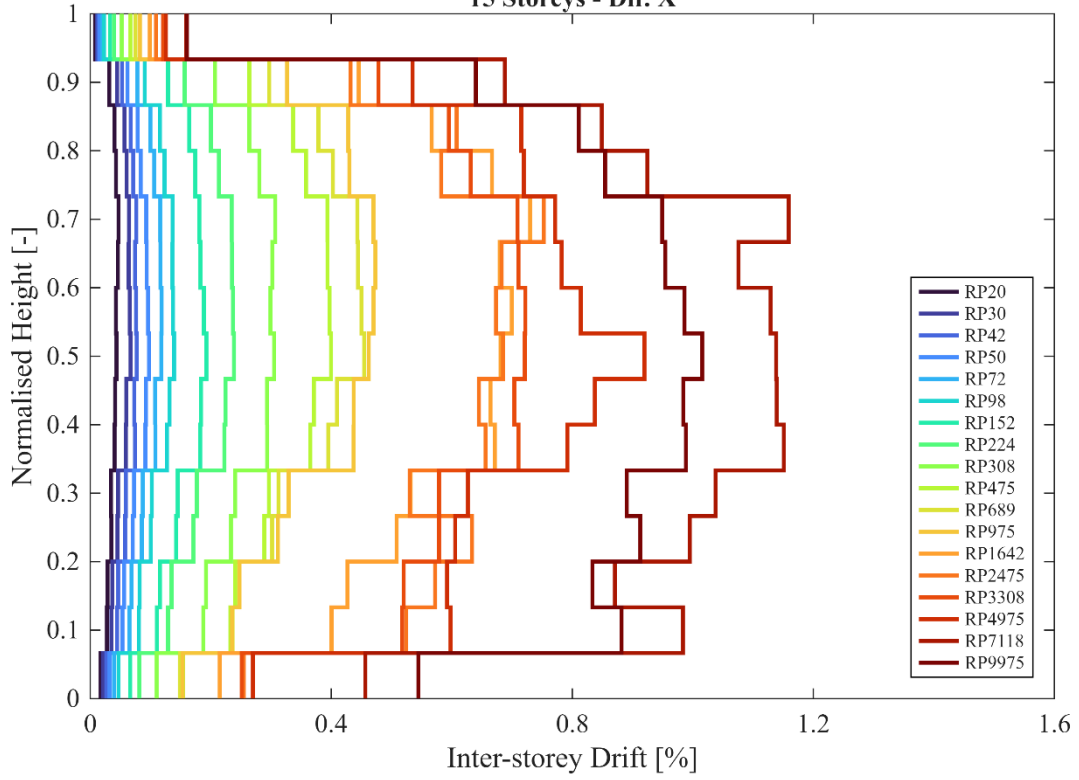




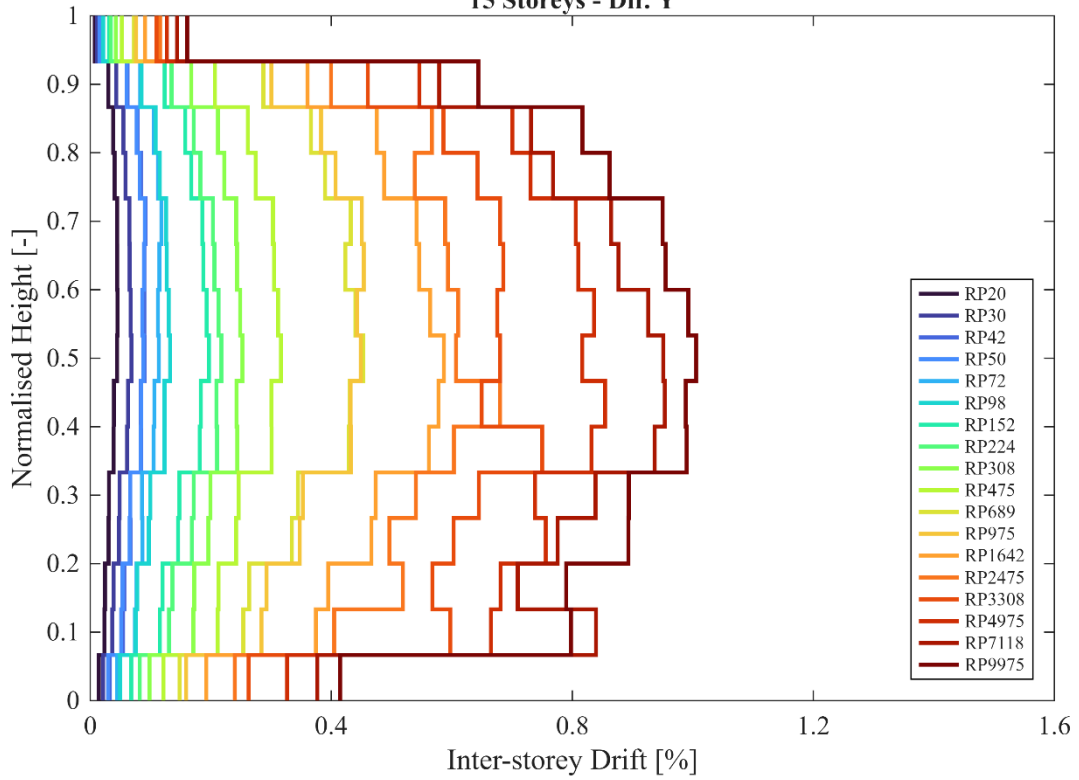


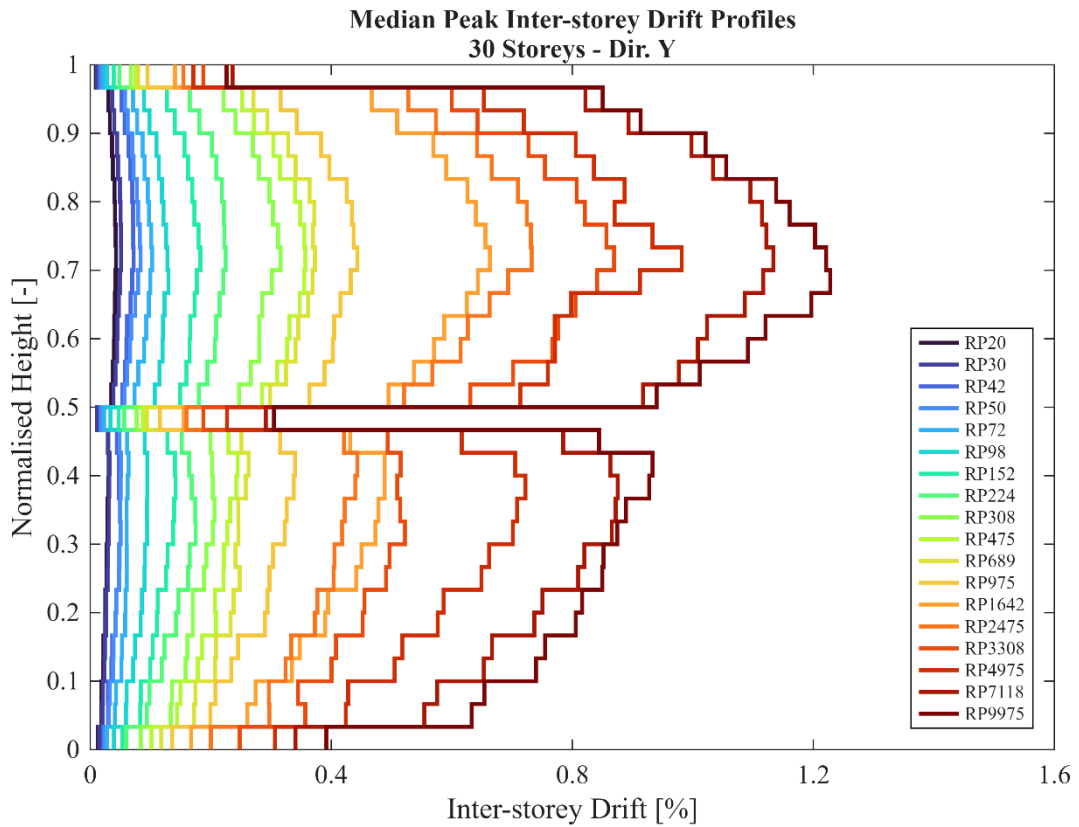
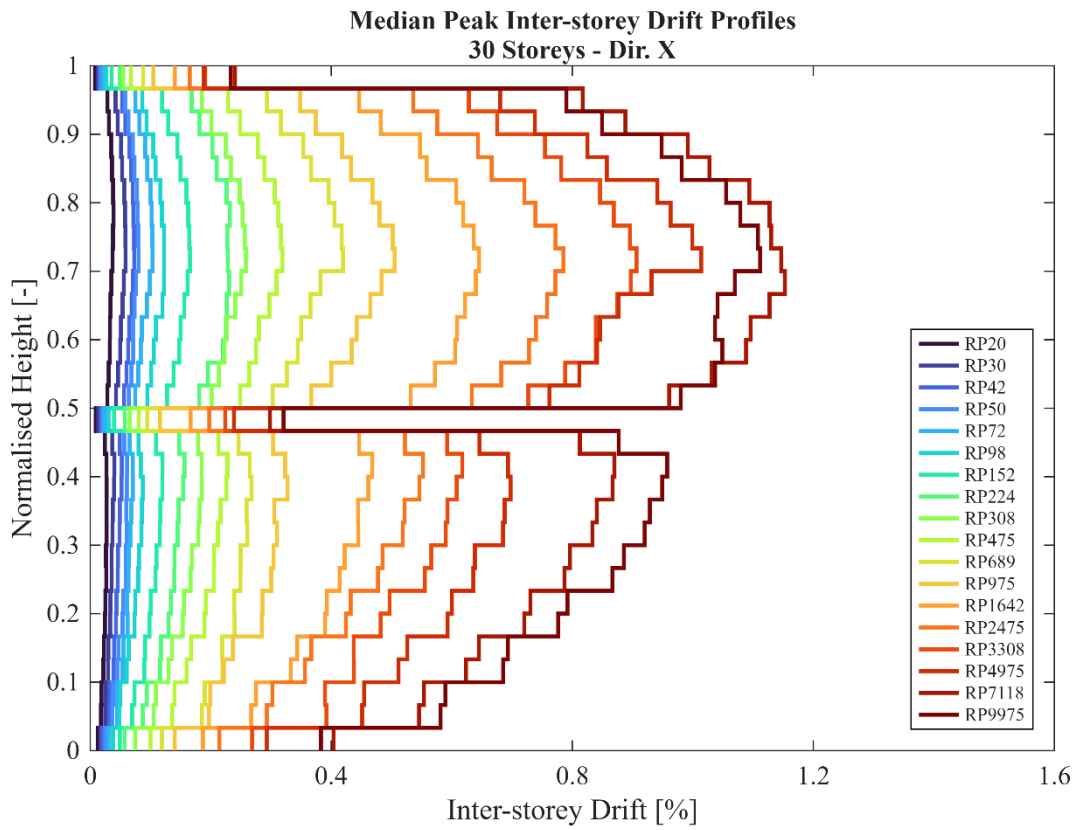


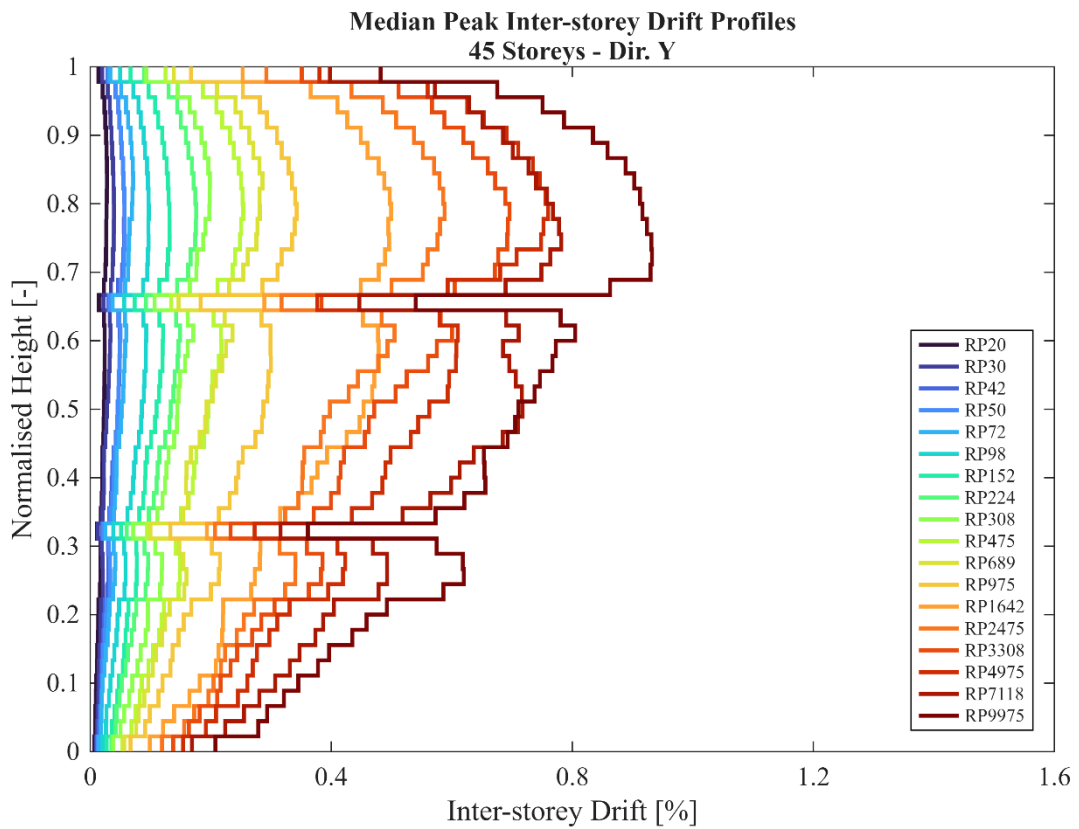
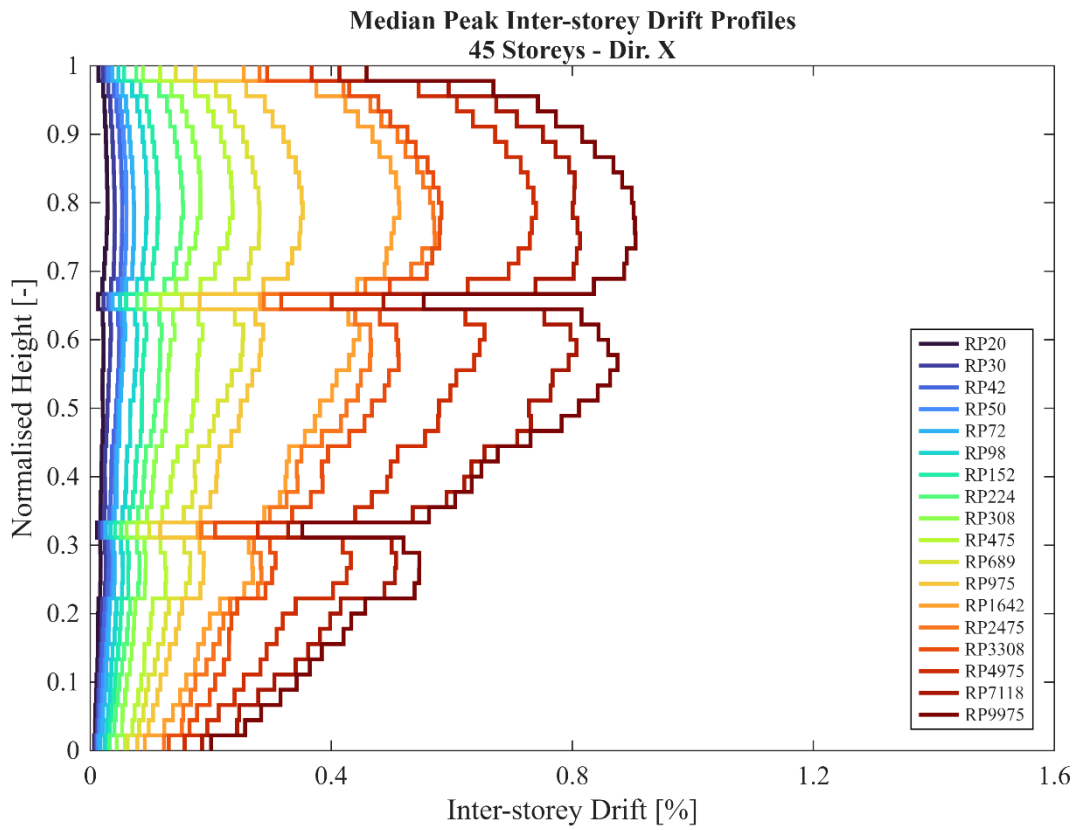
Median Peak Inter-storey Drift Profiles
15 Storeys - Dir. X

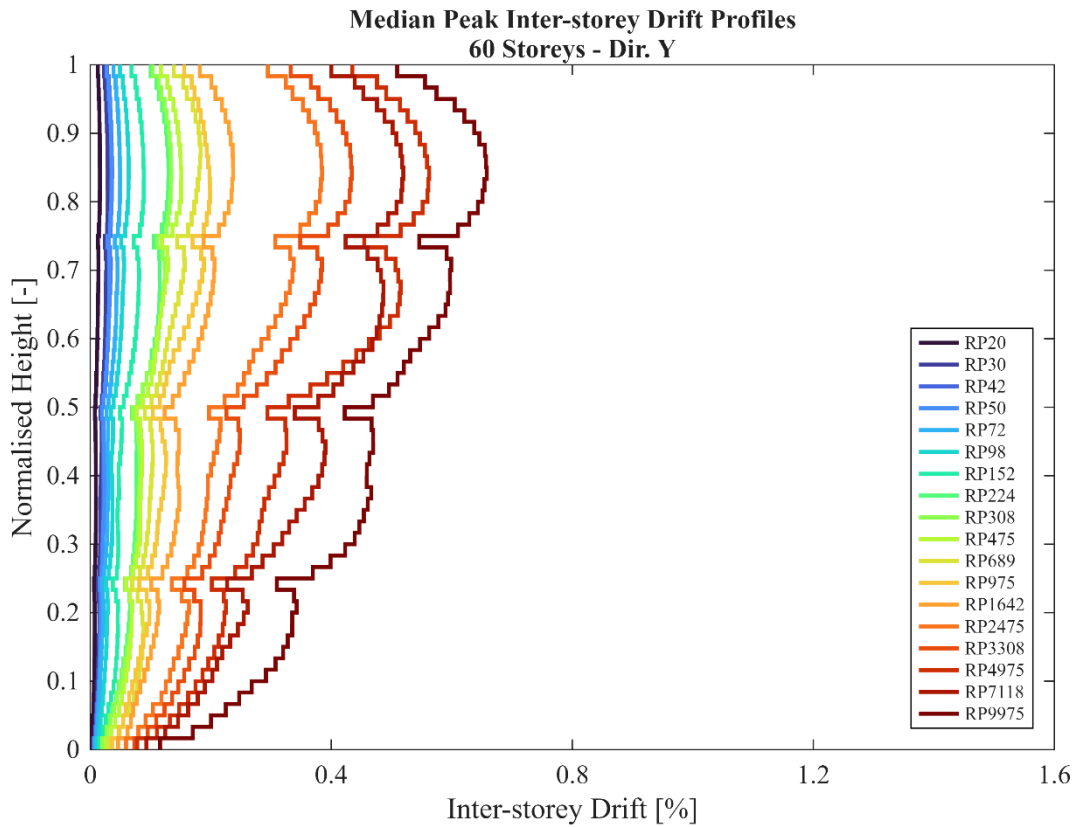
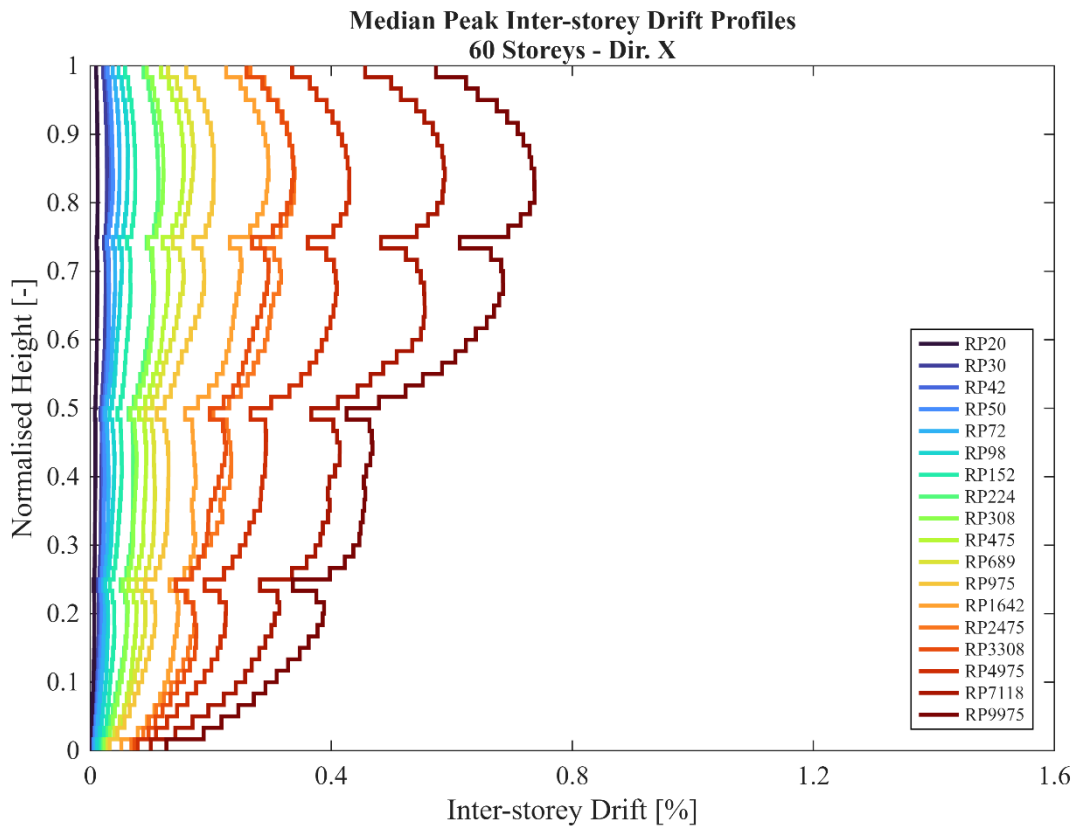


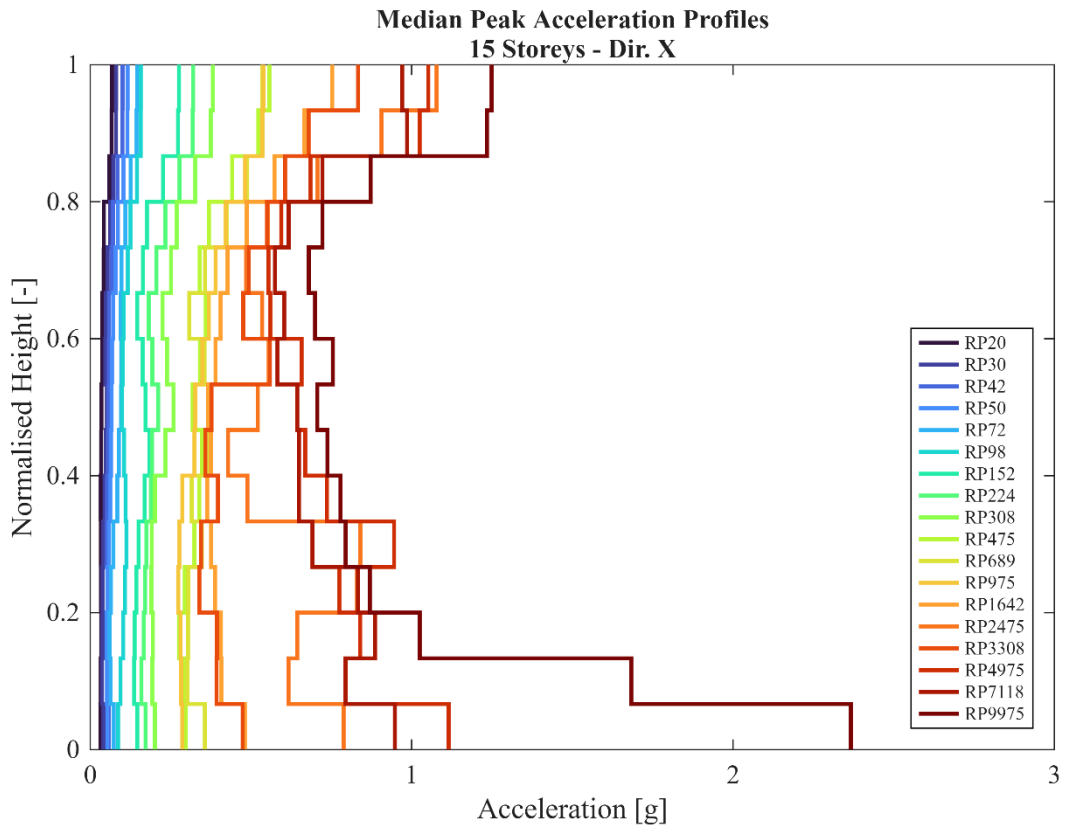
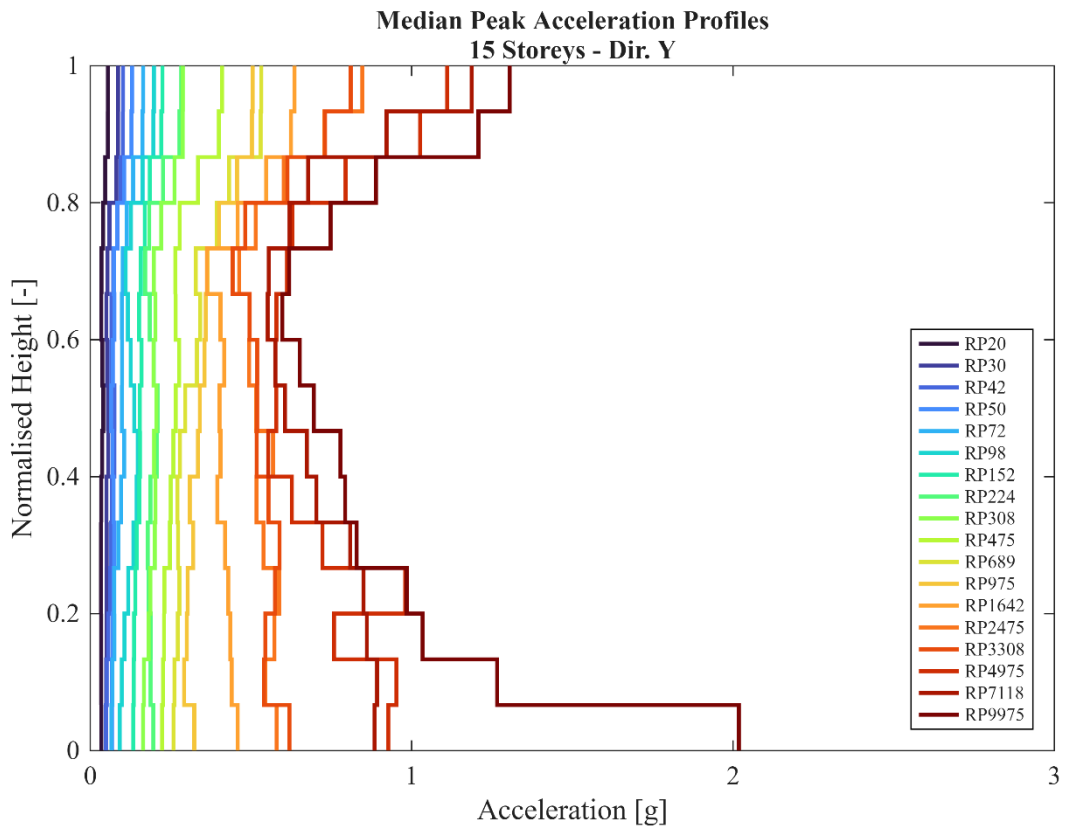
Median Peak Inter-storey Drift Profiles
15 Storeys - Dir. Y

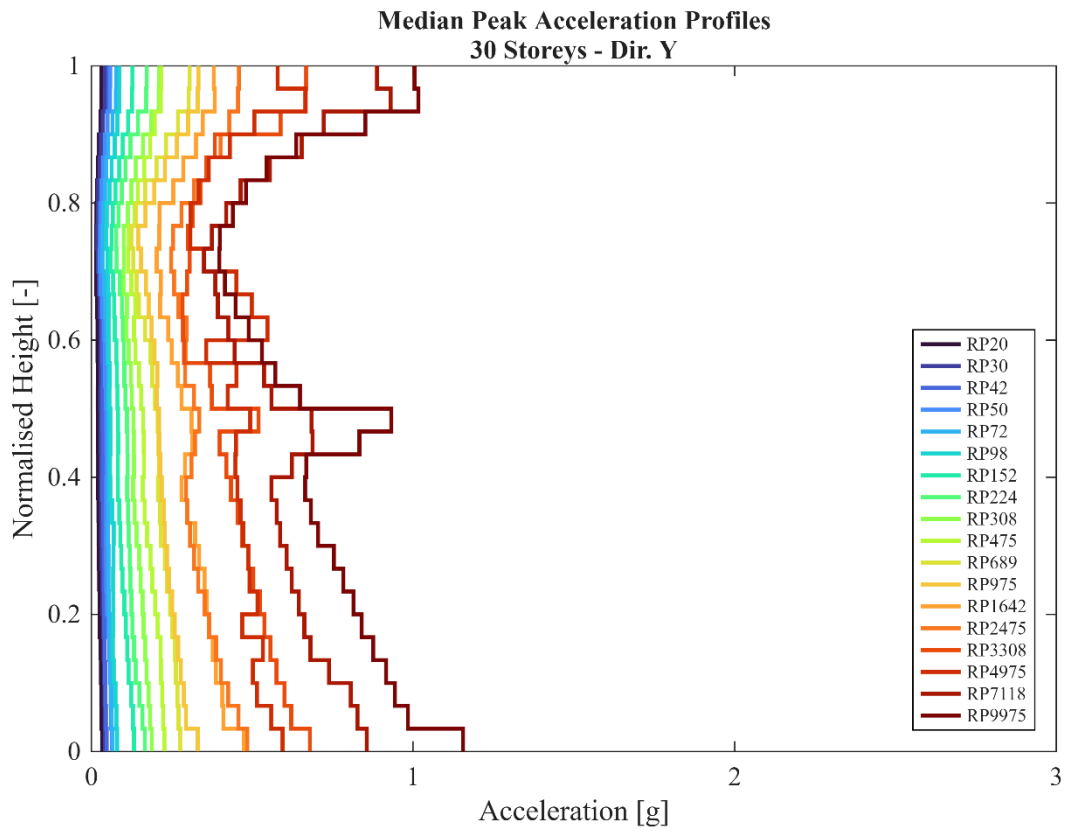
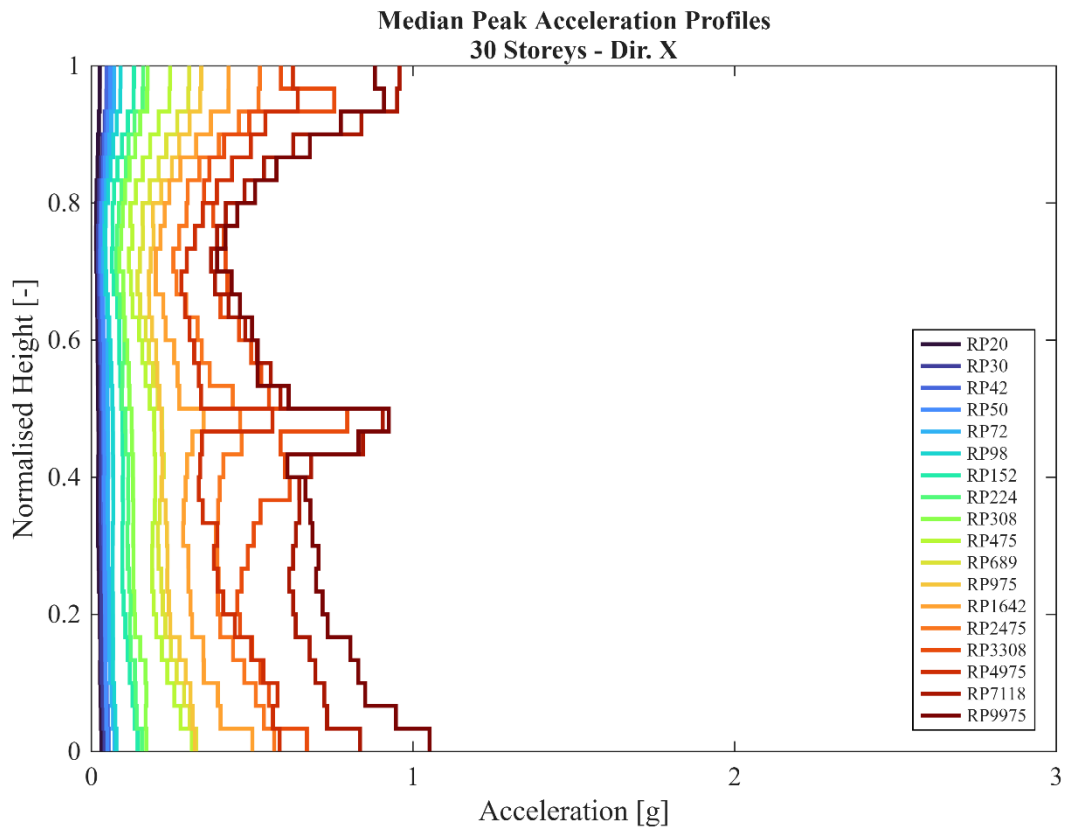


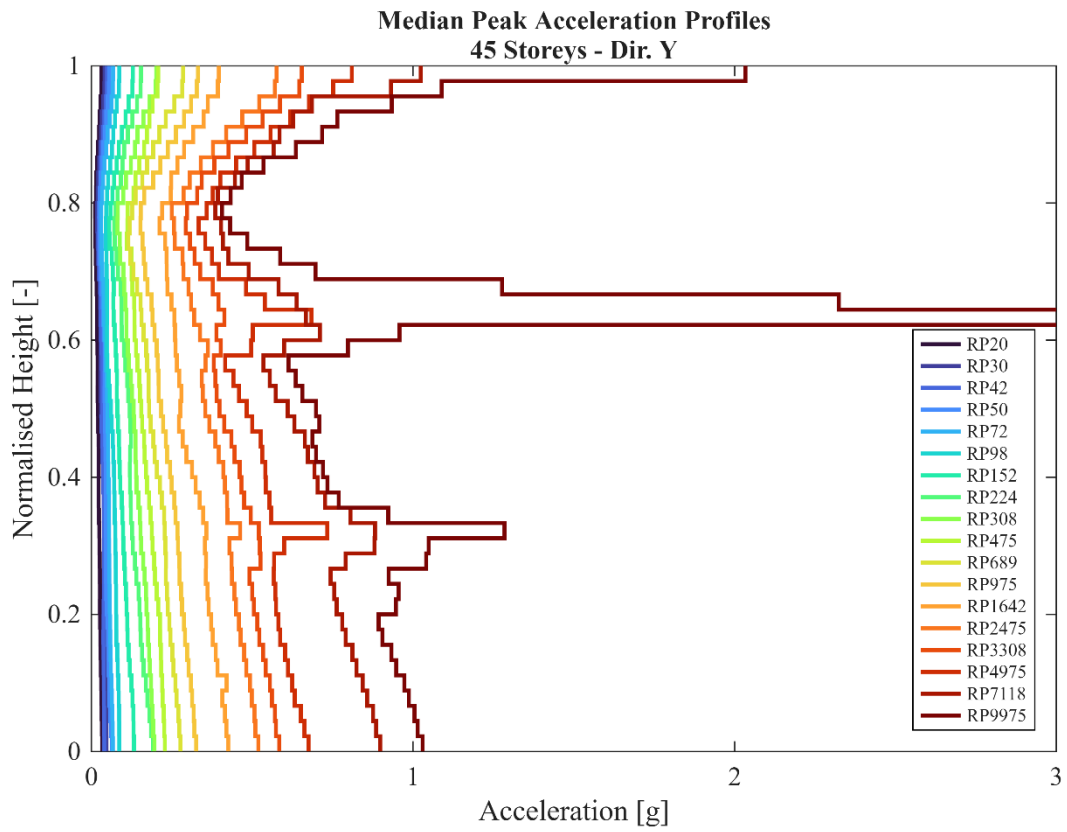
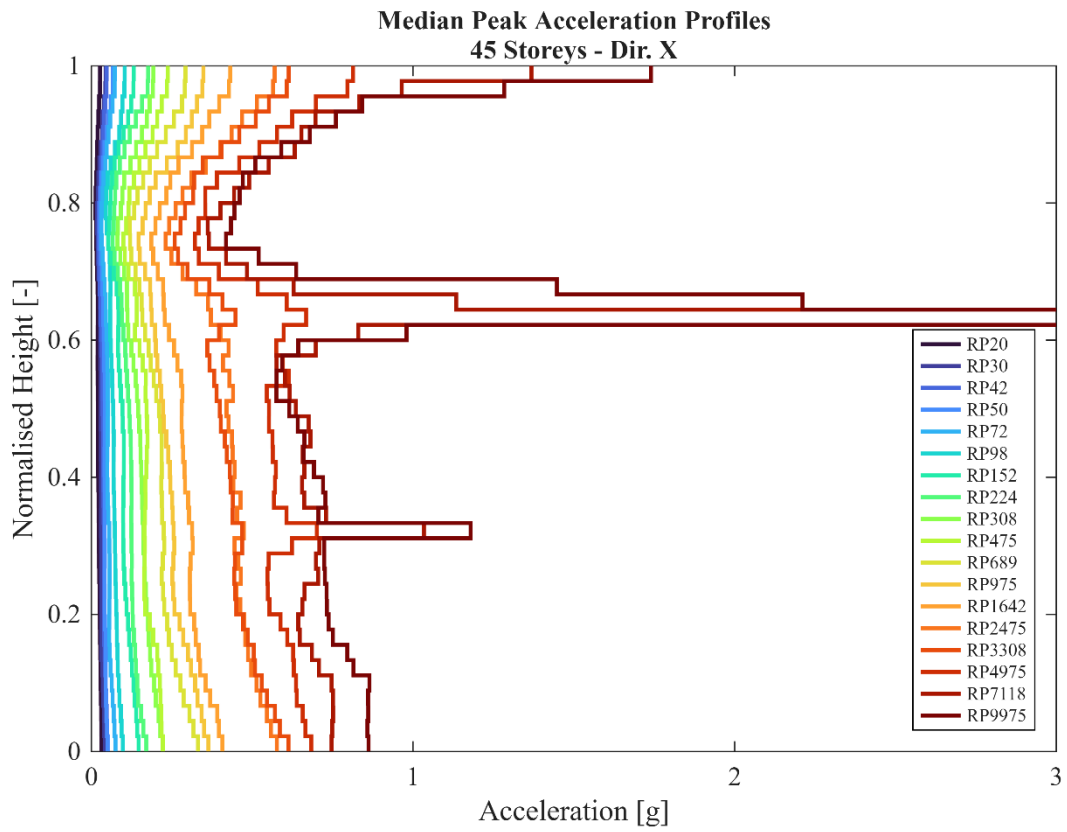


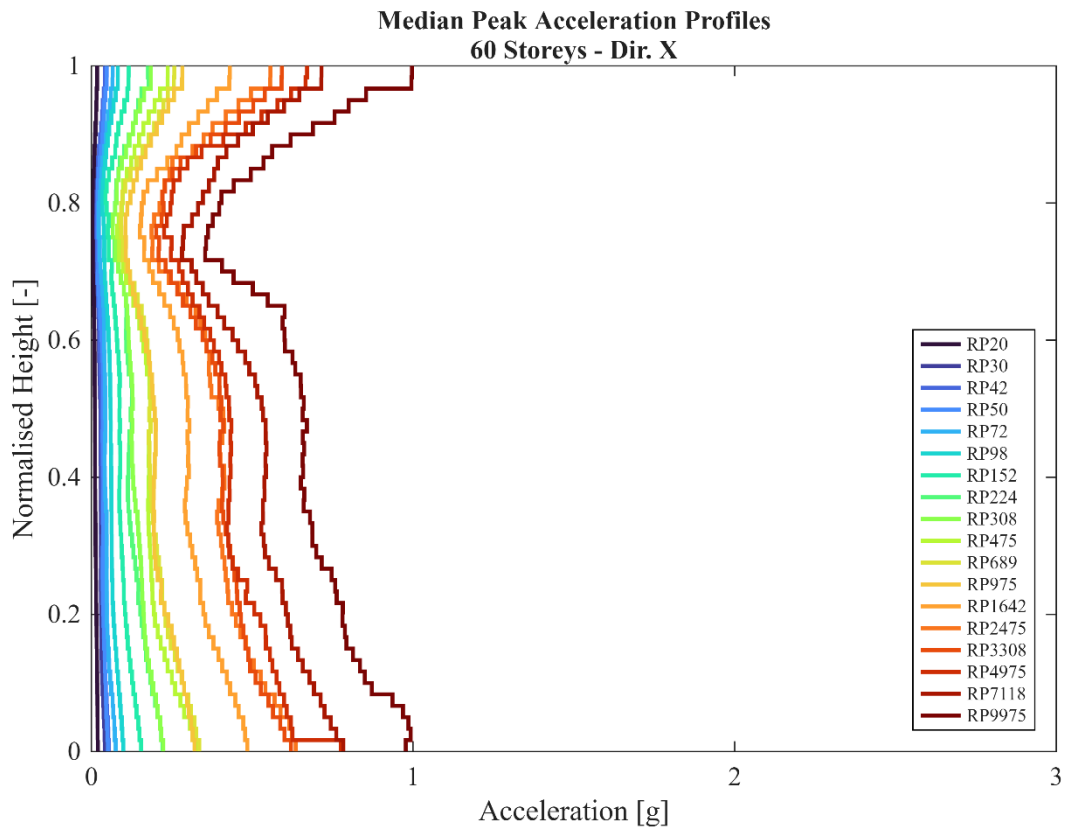
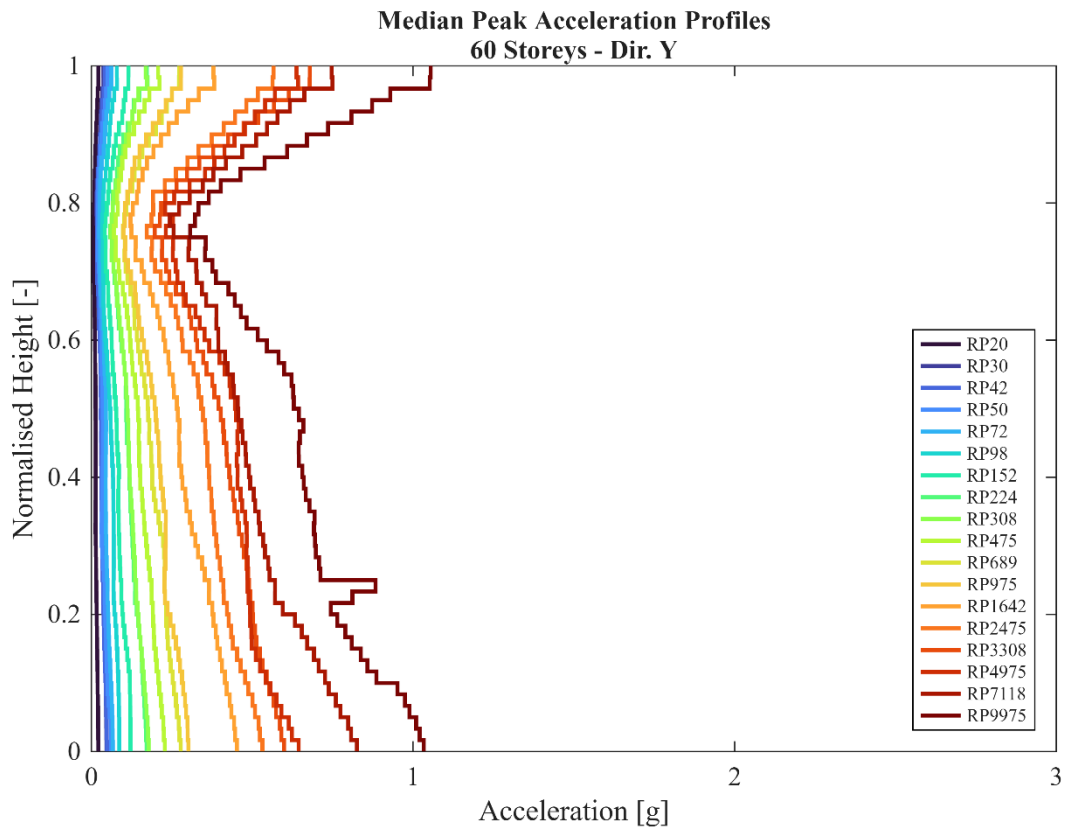


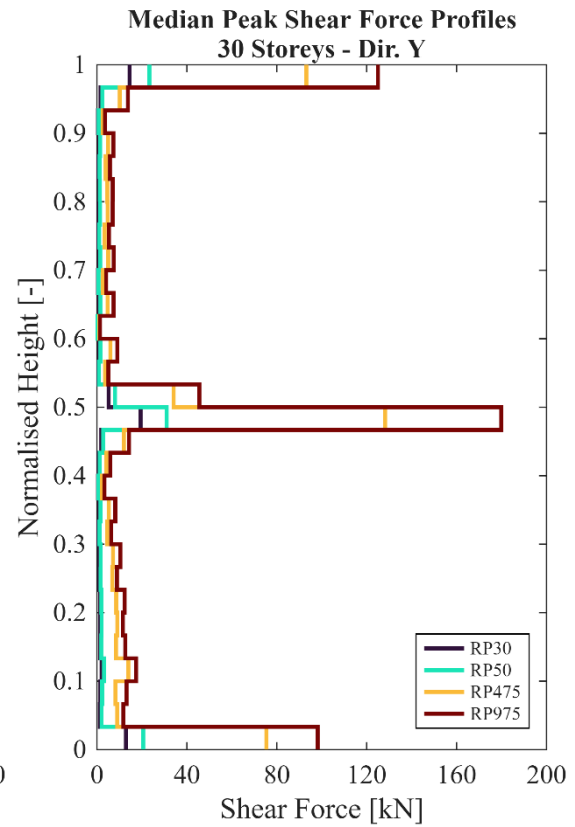
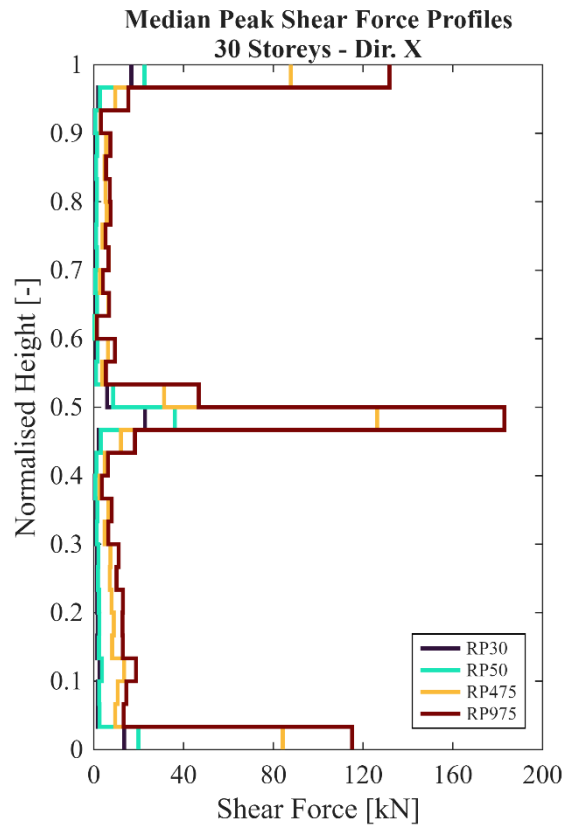
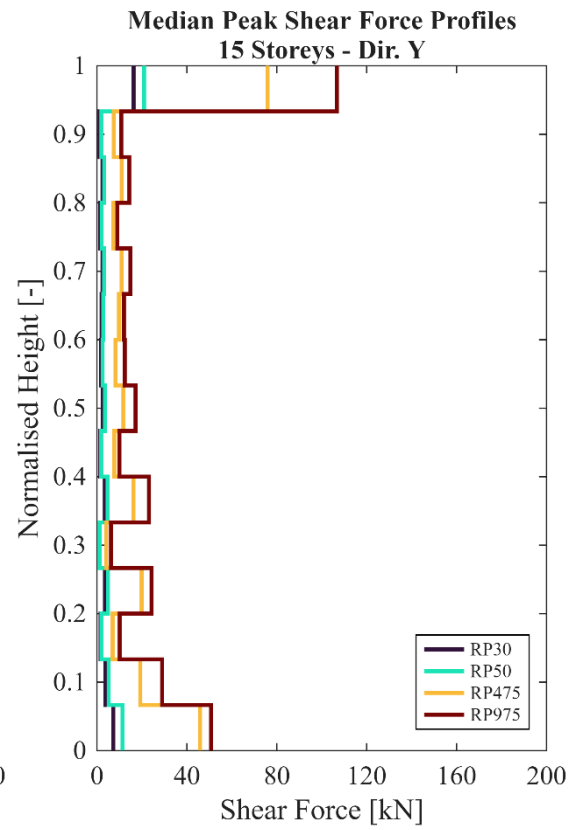
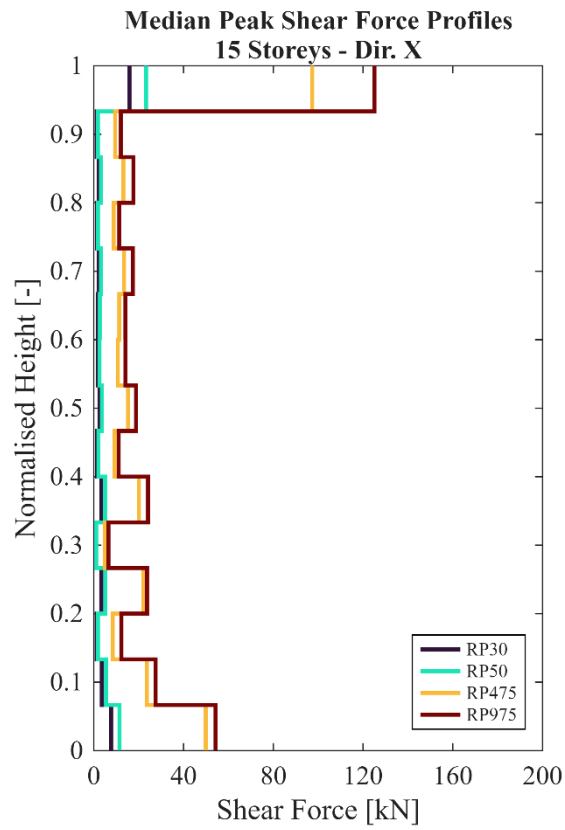


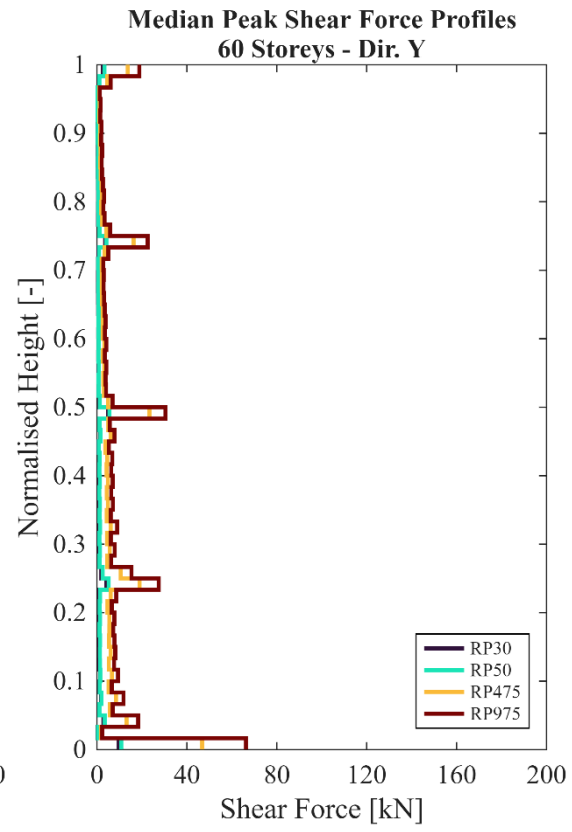
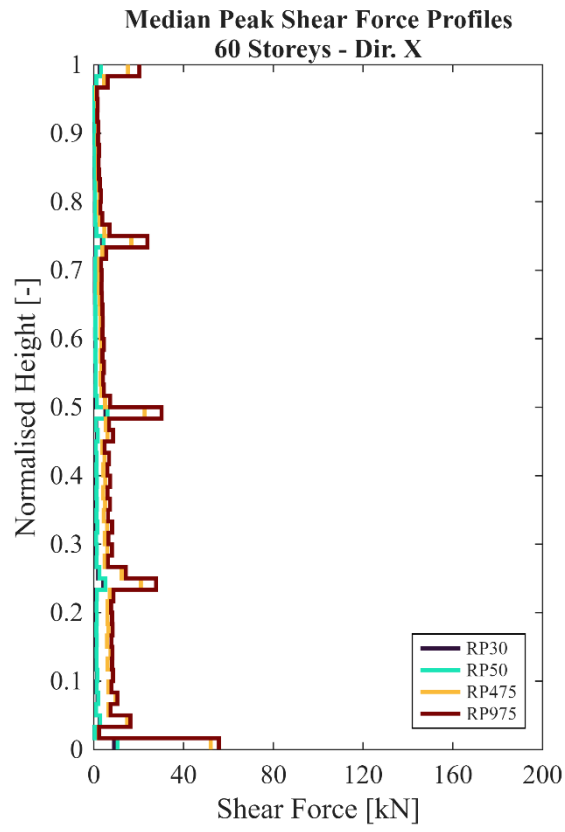
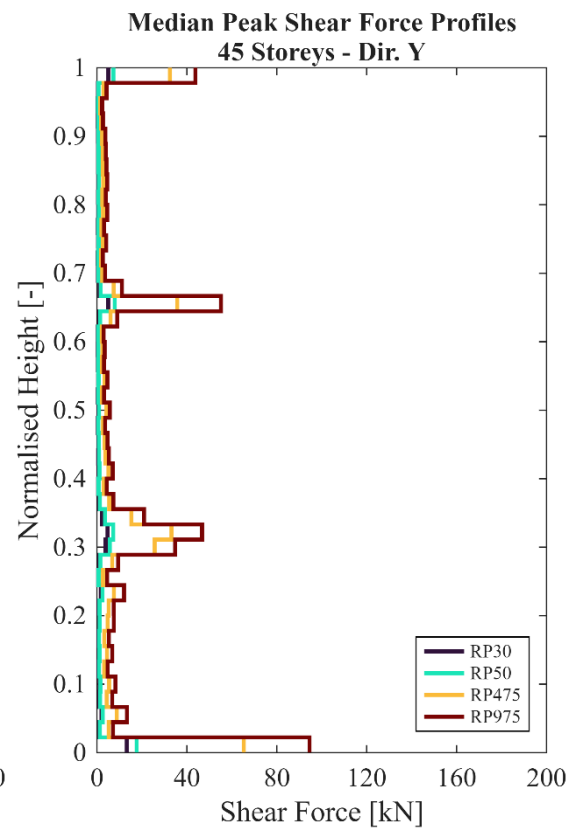
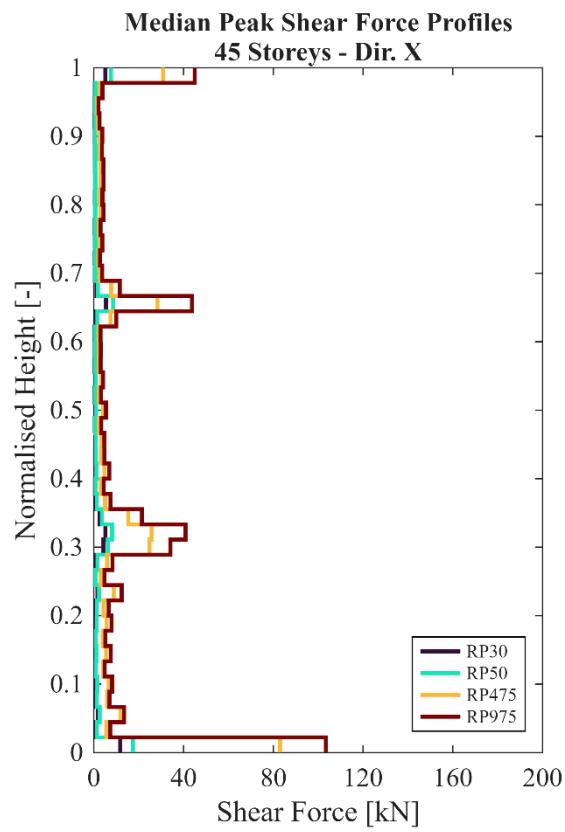


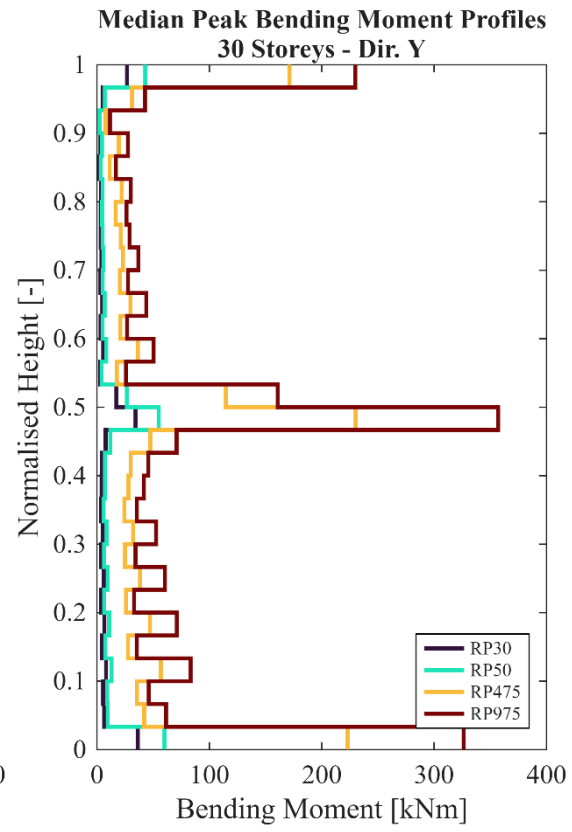
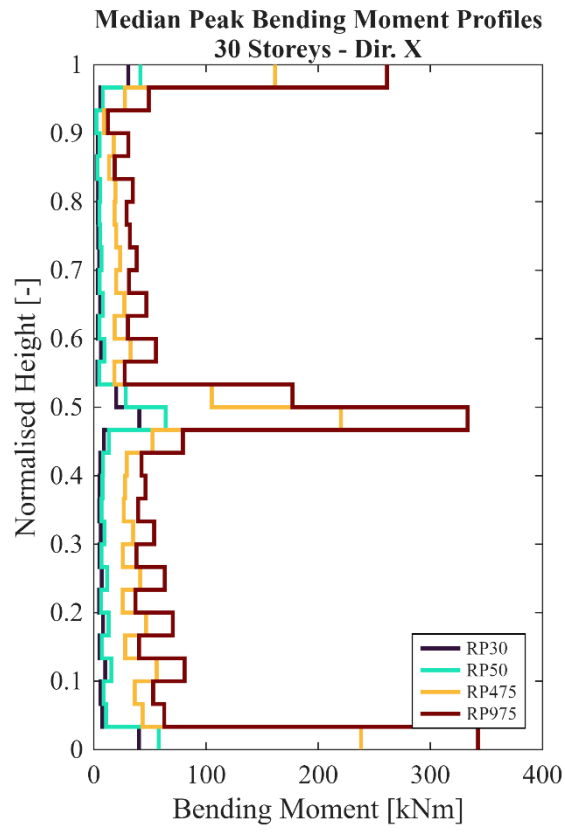
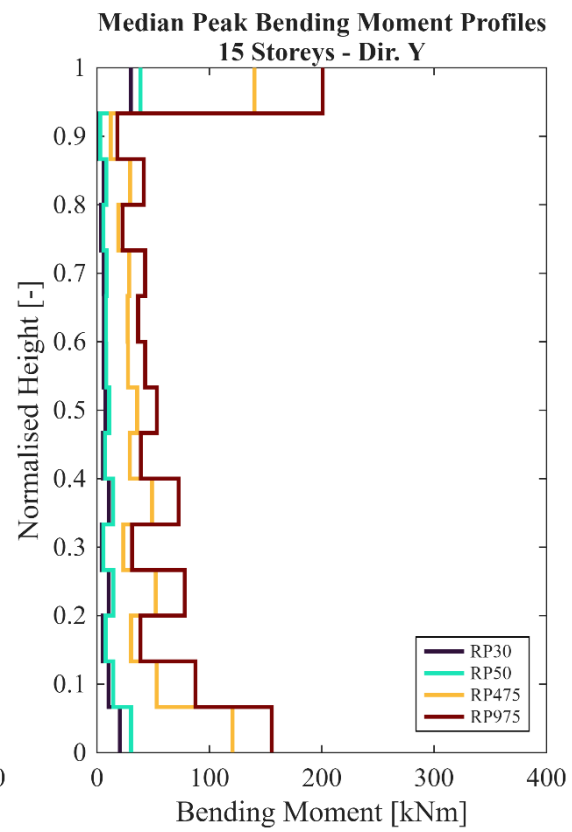
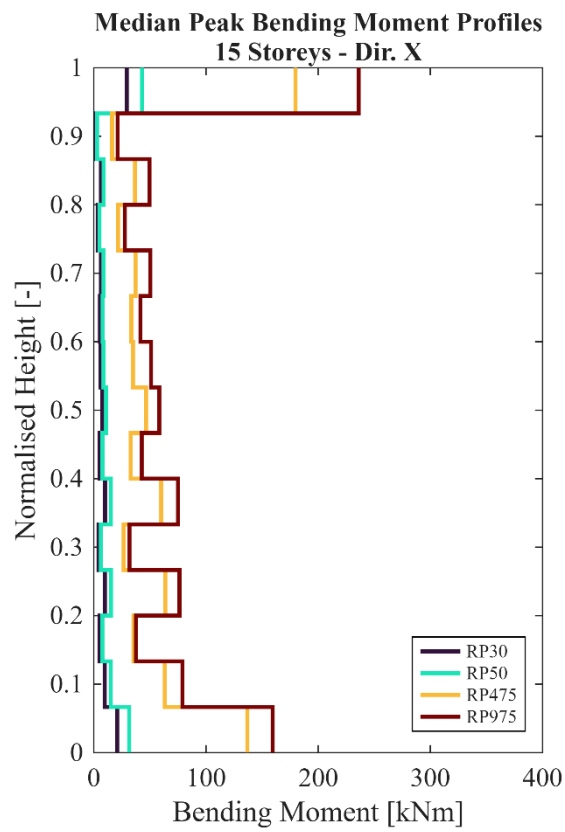


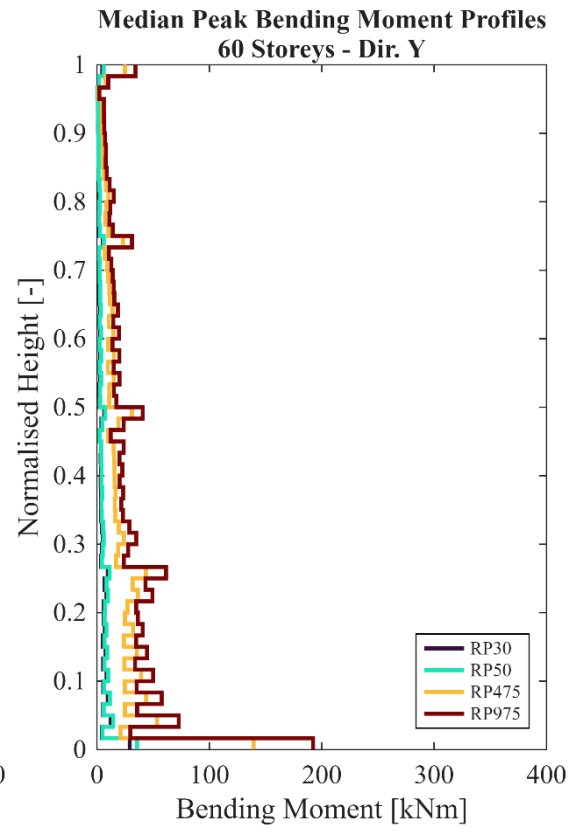
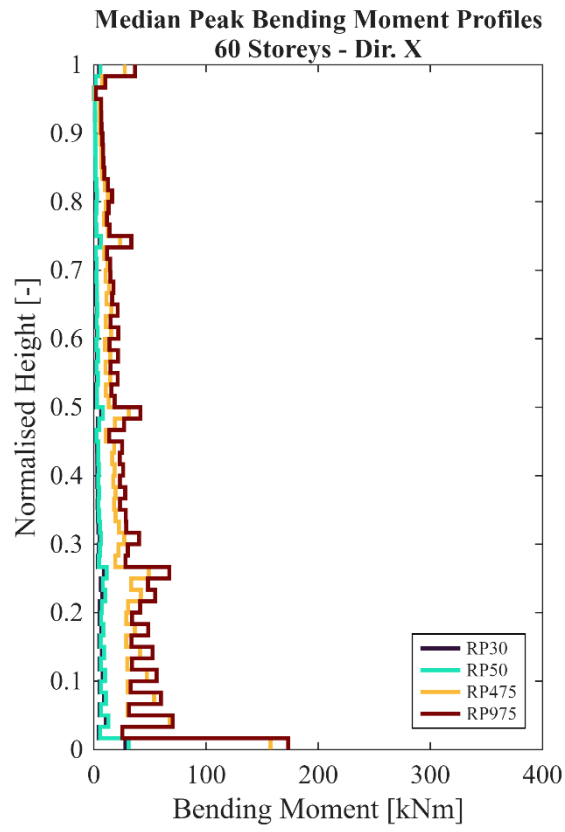
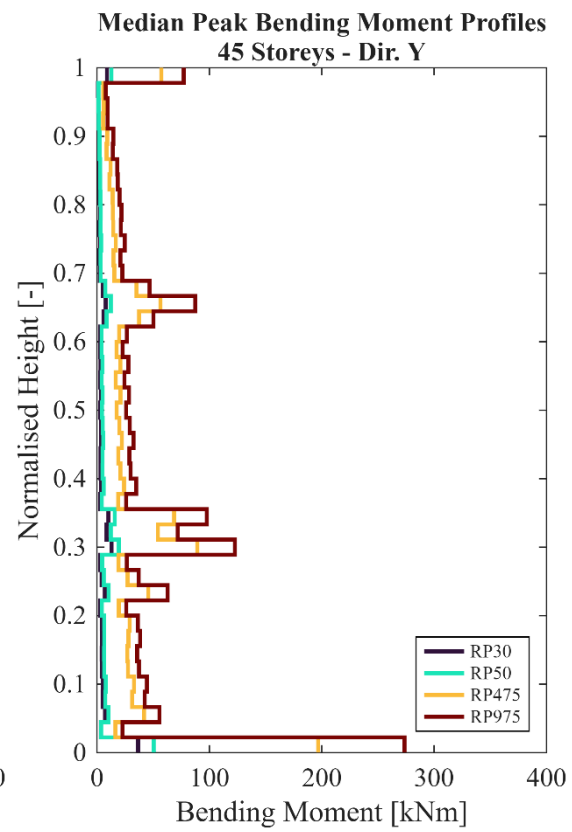
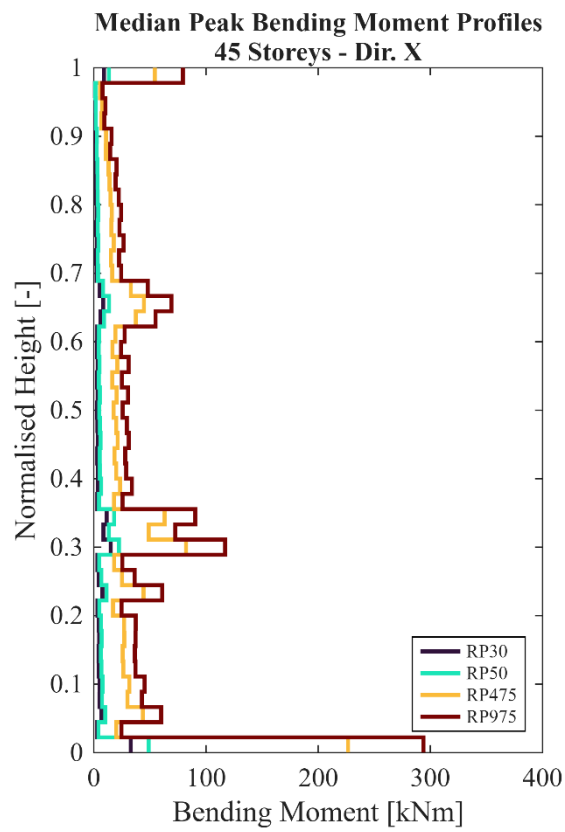


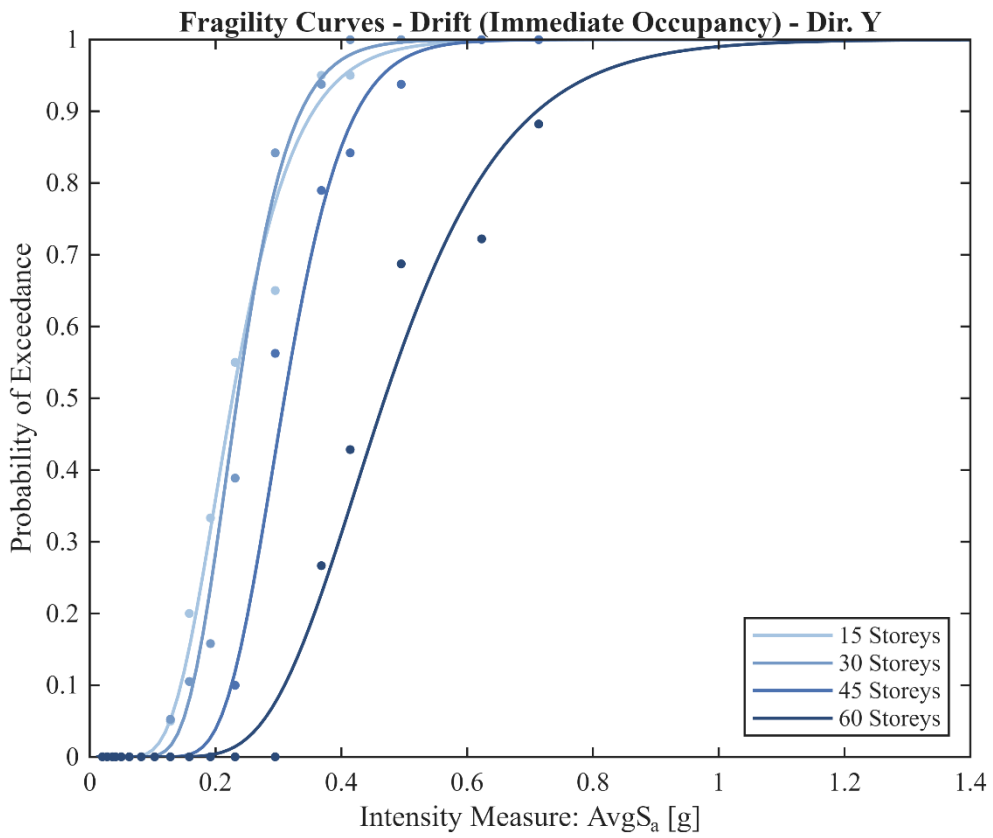
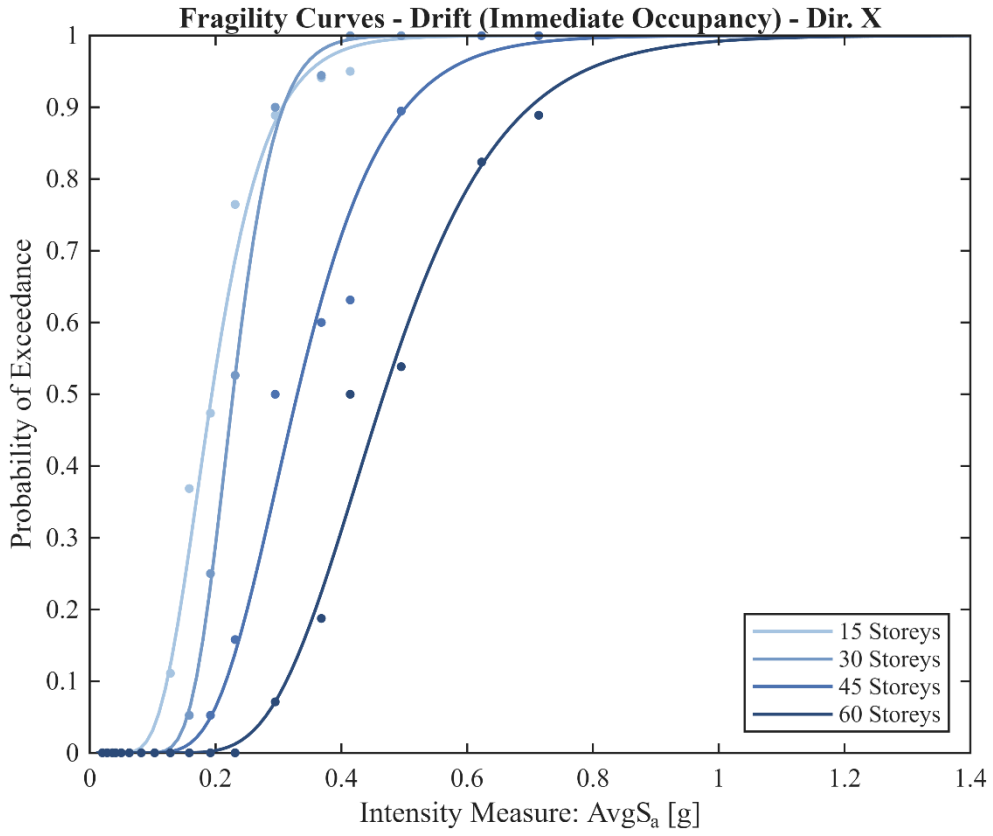


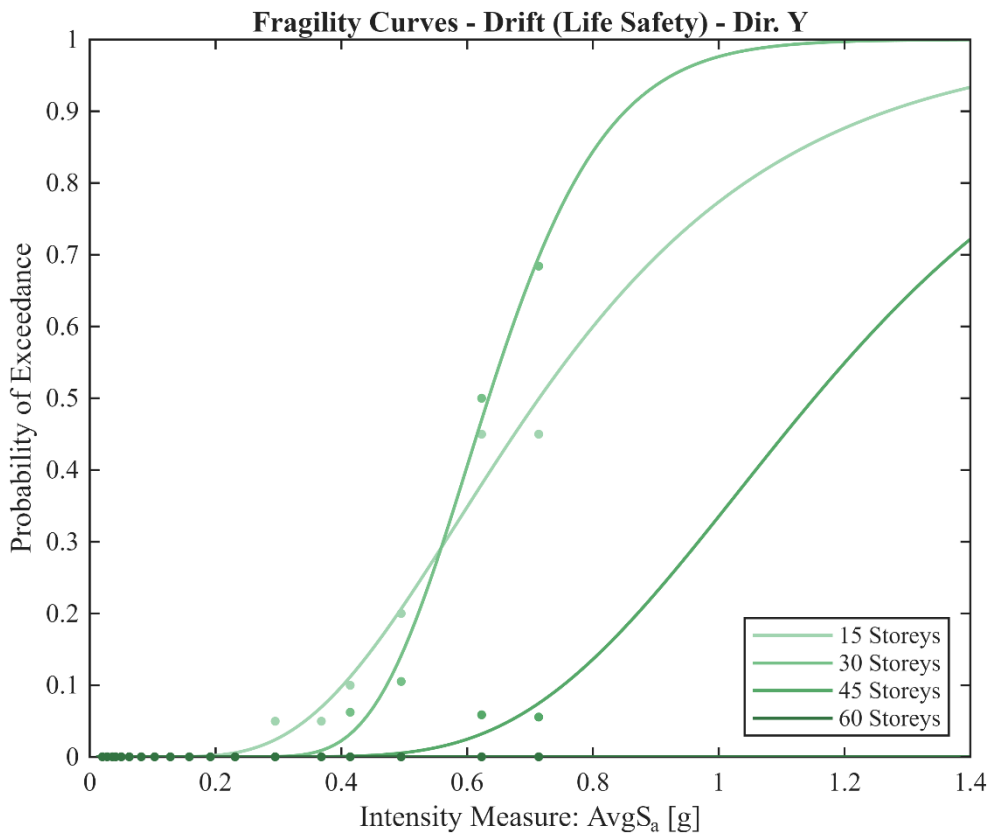
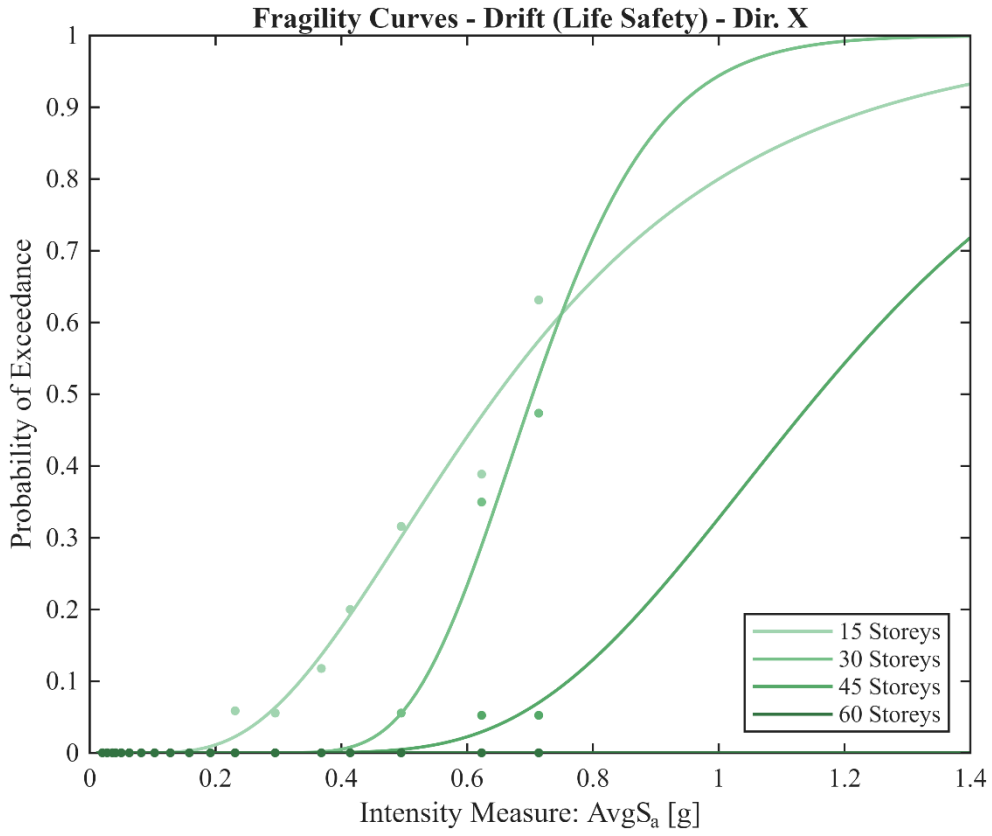


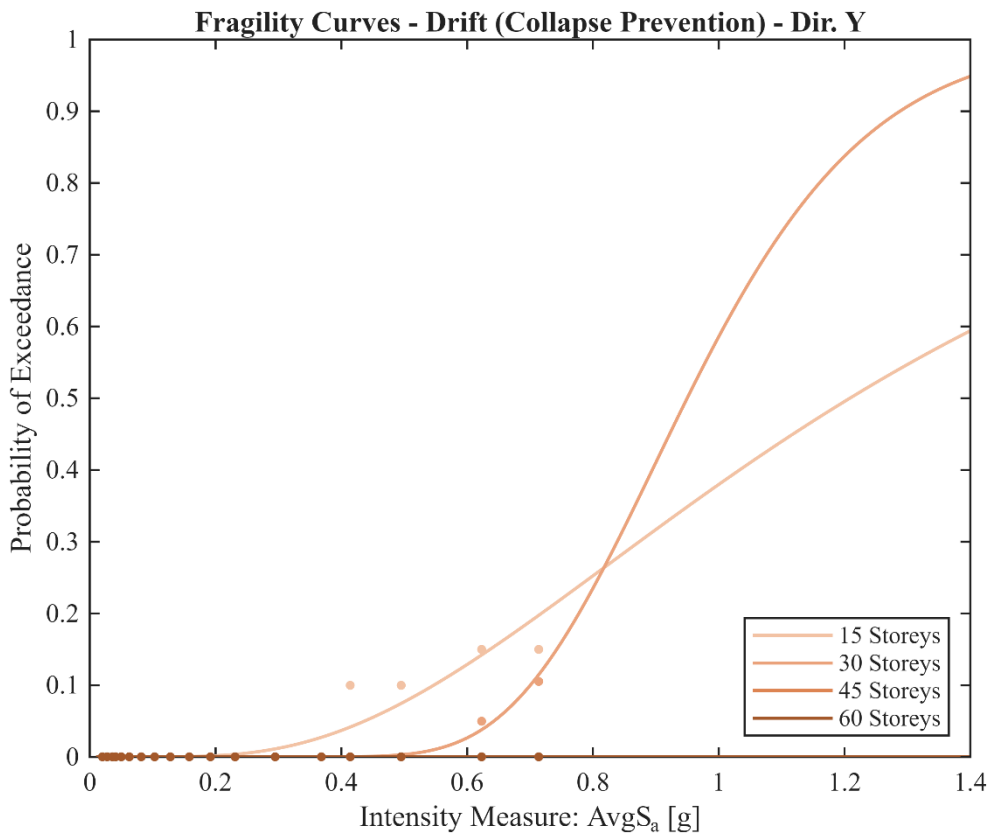
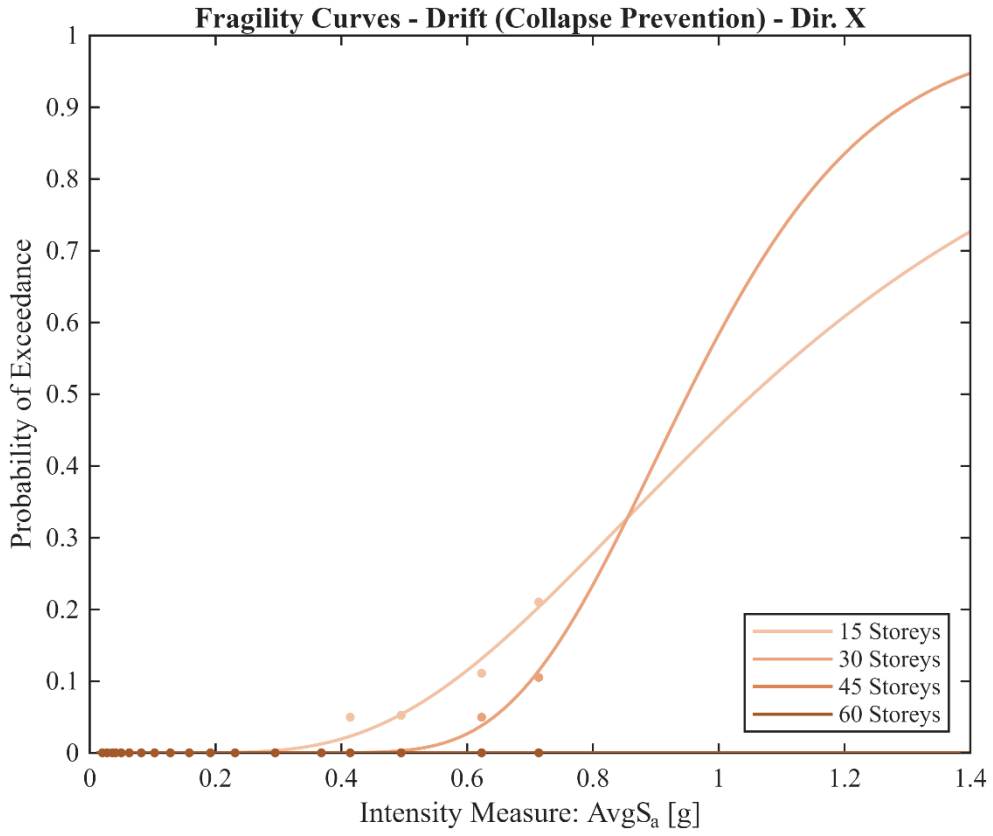


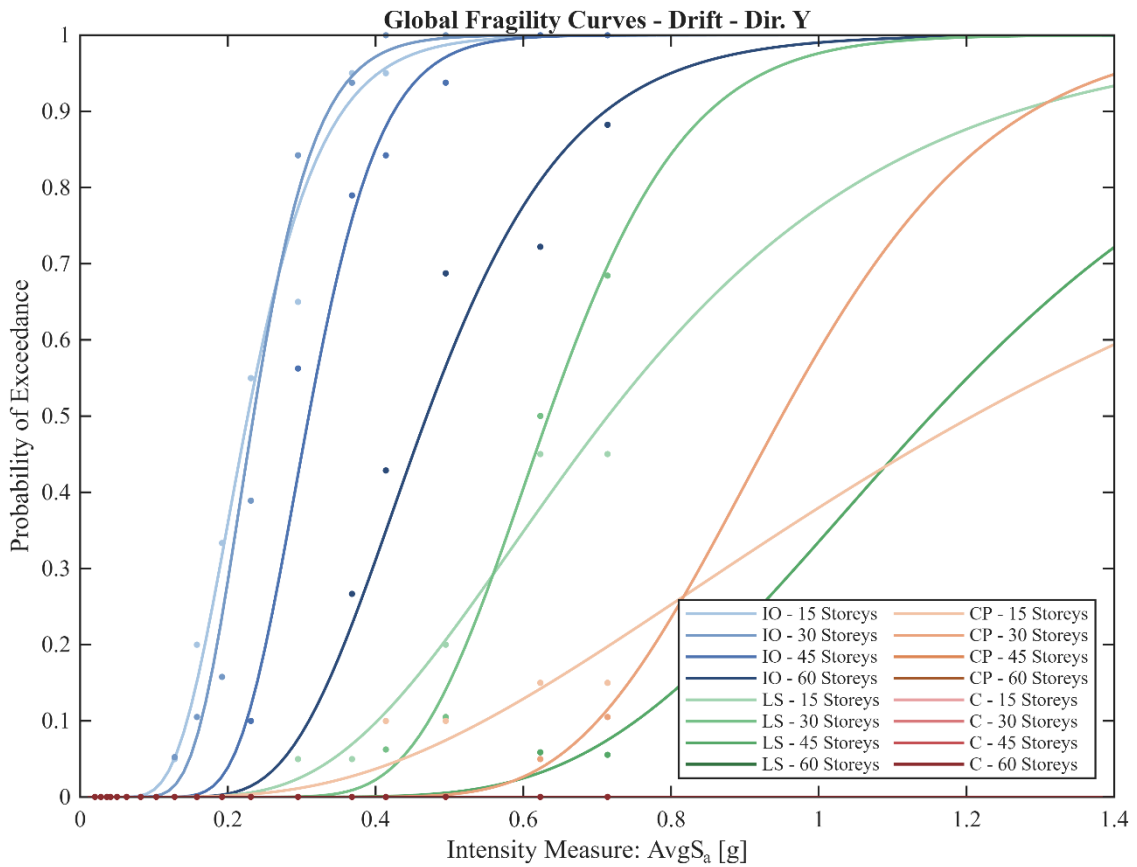
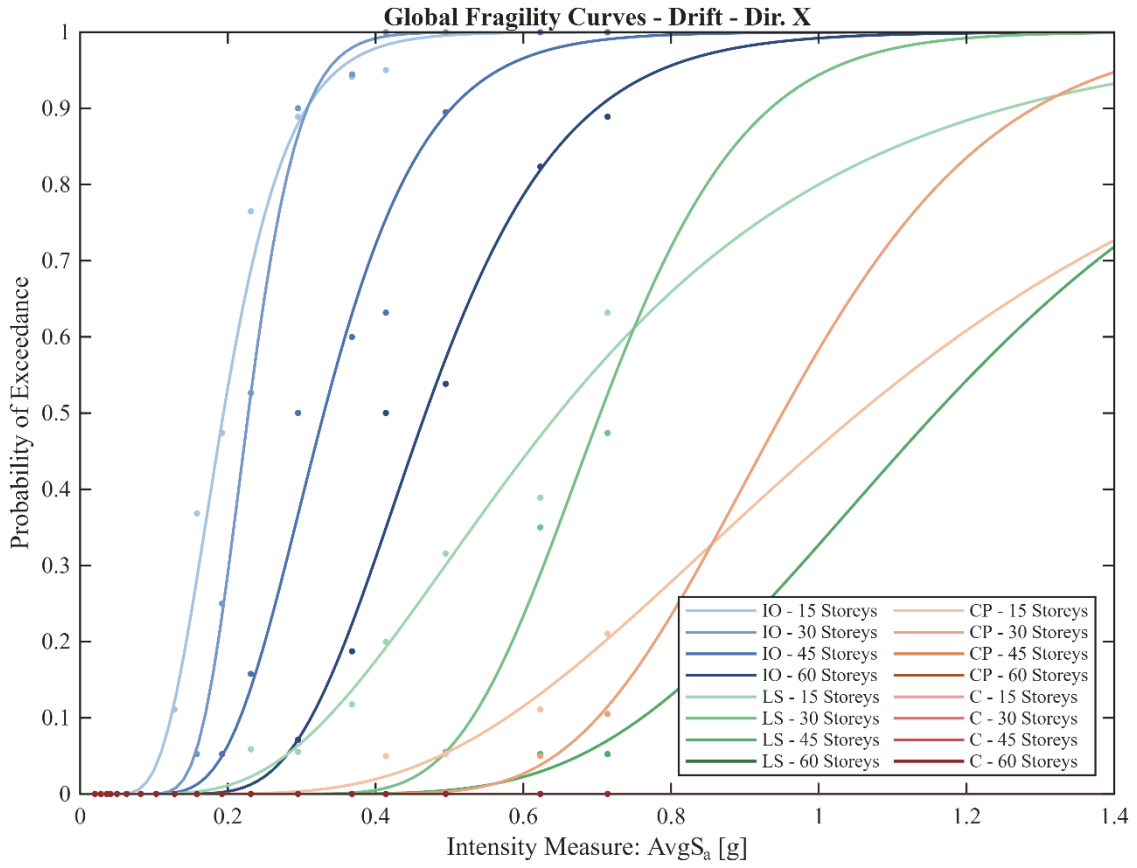


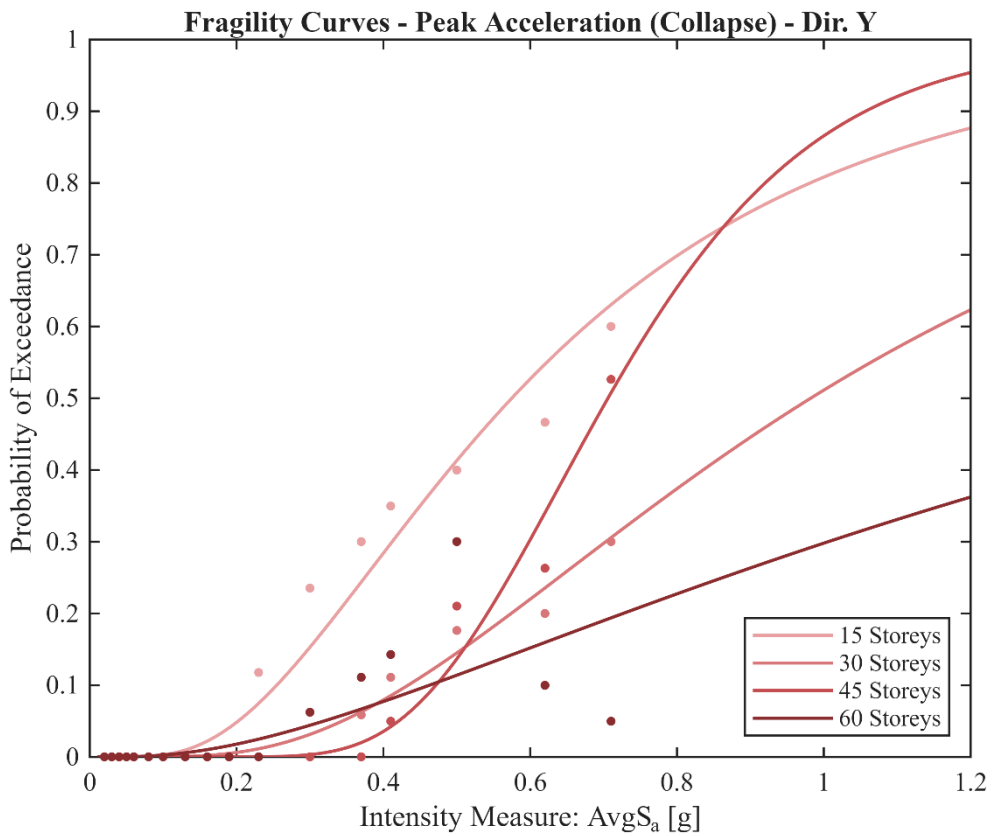
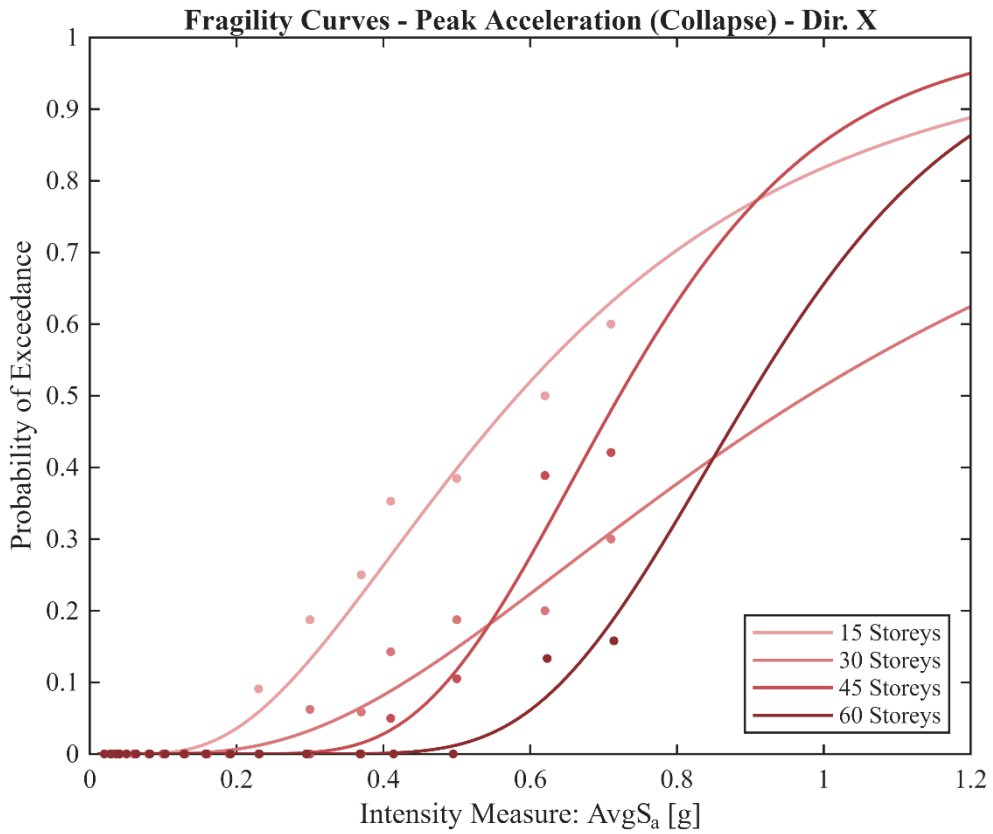












Dall'osservazione dei profili lungo l'altezza normalizzata, emerge in modo chiaro l'influenza della snellezza e del numero di piani sul comportamento globale del sistema. Analizzando gli spostamenti laterali e i *drift* interpiano, si nota come all'aumentare dell'altezza la deformata tenda ad assumere un comportamento sempre più a mensola, tipico degli edifici alti, discostandosi dal comportamento nel modello da 15 piani. I modelli più alti (45 e 60 piani) mostrano inoltre un maggiore controllo dei *drift* lungo l'altezza: questo conferma che la rigidità flessionale, derivante dal dimensionamento degli elementi per sopportare gli elevati carichi gravitazionali, funge da limite per le deformazioni causate dalle azioni sismiche, anche per periodi di ritorno elevati.

Per quanto riguarda i profili delle accelerazioni e delle sollecitazioni interne (taglio e momento flettente), i modelli più alti evidenziano andamenti meno lineari rispetto a quelli bassi, segnalando una progressiva influenza dei modi di vibrare superiori.

Passando al confronto delle curve di fragilità, si delinea la stessa tendenza per tutti gli stati limite indagati: la vulnerabilità sismica dell'edificio decresce all'aumentare dell'altezza. Osservando le curve di fragilità in funzione del *drift*, si nota un progressivo spostamento delle mediane verso destra: il modello da 15 piani risulta sempre il più vulnerabile, mentre quello da 60 piani è il più resistente, registrando basse probabilità di superamento per i livelli di intensità più elevati. Questo comportamento trova conferma anche nelle curve di fragilità in funzione delle accelerazioni di piano.

5. Conclusioni

Il presente elaborato ha permesso di investigare nel dettaglio il comportamento sismico di edifici alti in acciaio con sistemi *outrigger* e *belt truss*, esaminando l'evoluzione della risposta strutturale al variare dell'altezza e dell'intensità sismica. Sulla base dell'estesa campagna di analisi dinamiche non lineari condotte, è possibile trarre alcune considerazioni.

In primo luogo, lo studio ha confermato il significativo potenziale dei controventi e dell'impiego di *outrigger* e *belt trusses* all'interno del sistema sismo-resistente dei moderni edifici alti, grazie alla collaborazione fra il nucleo e le colonne perimetrali. Se accuratamente progettati, questi sistemi strutturali sono in grado di fornire una combinazione ottimale di rigidità e resistenza complessive. In particolare, è emerso come tali elementi favoriscano un buon equilibrio fra la riduzione della domanda di *drift* interpiano e gli incrementi locali di accelerazioni e di sollecitazioni interne.

Il comportamento globale delle strutture è governato dai fenomeni di instabilità dei controventi. In particolare, al crescere dell'intensità sismica, i controventi tendono ad instabilizzarsi fuori piano, raggiungendo rapidamente il carico critico. L'osservazione del comportamento isteretico ha mostrato come, superata una prima fase a bassa dissipazione di energia, l'instabilità di questi elementi porti ad un rapido incremento delle deformazioni di piano, confermando la criticità di questi componenti nel preservare la stabilità strutturale complessiva.

Un'ulteriore considerazione riguarda il fatto che, all'aumentare della snellezza e della conseguente flessibilità del sistema, il contributo dei modi superiori di vibrare diventi sempre più determinante. Per questo motivo, la risposta strutturale di questa tipologia di edifici non può essere valutata attraverso analisi semplificate.

Inoltre, si ribadisce l'importanza di una modellazione accurata, che permette di tenere conto non solo delle non linearità geometriche ma anche dei materiali, per catturare in maniera precisa la risposta di questa tipologia di strutture complesse.

In questo contesto, lo studio della fragilità sismica si è rivelato fondamentale per la caratterizzazione delle prestazioni strutturali, ponendosi come un ulteriore strumento per la mitigazione del rischio sismico, indispensabile per la progettazione moderna.

6. Bibliografia

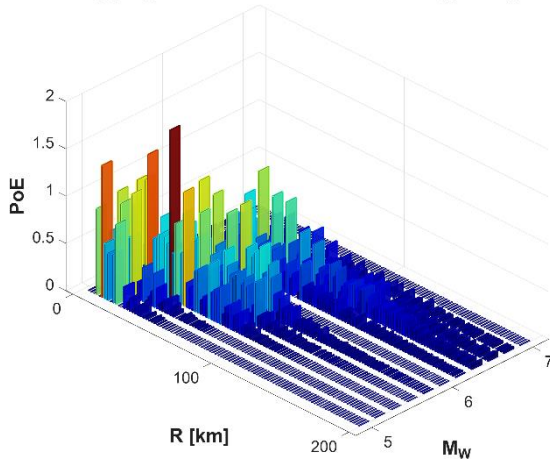
- [1] V. Vijay K P e G. Shivakumar, «The Evolution of Structural Systems in Tall Buildings: From Ancient Skyscrapers to Future Megatowers of the Future,» vol. 7, n. 12, 2023.
- [2] P. Ray e S. Roy, «Skyscrapers: Origin, History, Evolution and Future,» vol. 6, n. 1, pp. 9-20, 2018.
- [3] Council on Vertical Urbanism, «2025 Trends & Forecasts,» 2025.
- [4] F. Khan e W. P. Moore, «Tall Building Systems and Concepts,» 1980.
- [5] W. Alhaddad, Y. Halabi, H. Xu e H. Lei, «A comprehensive introduction to outrigger and belt-truss system in skyscrapers,» *Structures*, vol. 27, p. 989–998, 2020.
- [6] B. Taranath, «Structural Analysis and Design of Tall Buildings,» 1988.
- [7] G. Angelucci, E. Cecca e F. Mollaioli, «Parametric Analysis of Outrigger Systems for High-Rise Buildings with Different Geometric Shapes,» *Applied Sciences*, vol. 15, n. 10, 2025.
- [8] R. Pinho, Nonlinear behaviour of reinforced concrete (RC) structures - Seismic Assessment and Retrofitting of Existing Structures (Course Slides), Pavia: Università degli Studi di Pavia, Facoltà di Ingegneria, 2023/2024.
- [9] J. W. Baker, «Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis,» *Earthquake Spectra*, vol. 31, n. 1, pp. 579-599, 2015.
- [10] K. Bakalis e D. Vamvatsikos, «Seismic fragility functions via nonlinear response history analysis,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, n. 10, 2018.
- [11] G. Gabbianelli, D. Perrone, E. Brunesi e R. Monteiro, «Seismic acceleration demand and fragility assessment of storage tanks installed in industrial steel moment-resisting frame structures,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 152, p. 152, 2022.
- [12] M. Kohrangi, P. Bazzurro, D. Vamvatsikos e A. Spillatura, «Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral

acceleration,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46, n. 10, pp. 1667-1685, 2017.

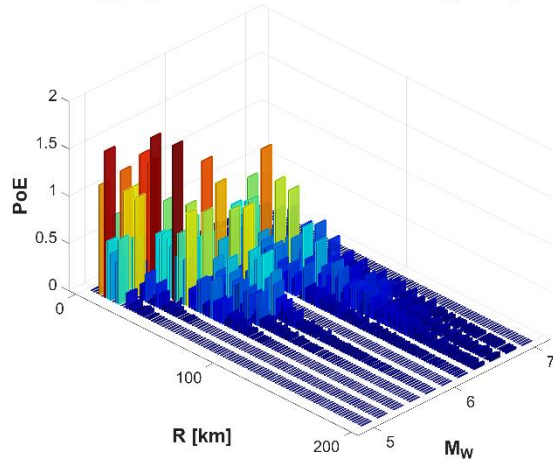
- [13] D. Vamvatsikos e C. Cornell, «Incremental dynamic analysis,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, n. 3, p. 491–514, 2002.
- [14] A. S. o. C. Engineers, «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,» Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- [15] K. Bakalis e D. Vamvatsikos, «Seismic Fragility Functions via Nonlinear Response History Analysis,» *Journal of Structural Engineering*, 2018.
- [16] E. Brunesi, R. Nascimbene e L. Casagrande, «Seismic analysis of high-rise mega-braced frame-core buildings,» *Engineering Structures*, vol. 115, pp. 1-17, 2016.

7. Appendice

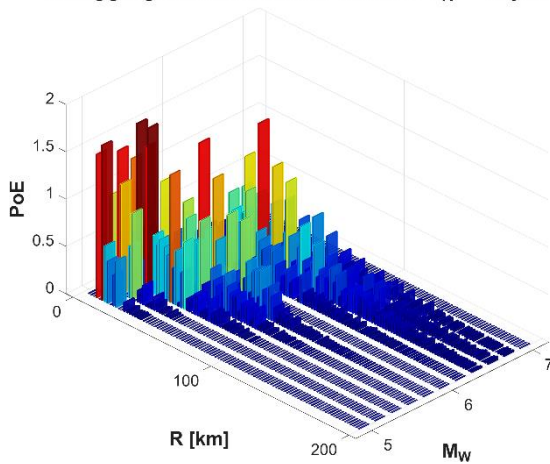
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 20$ years



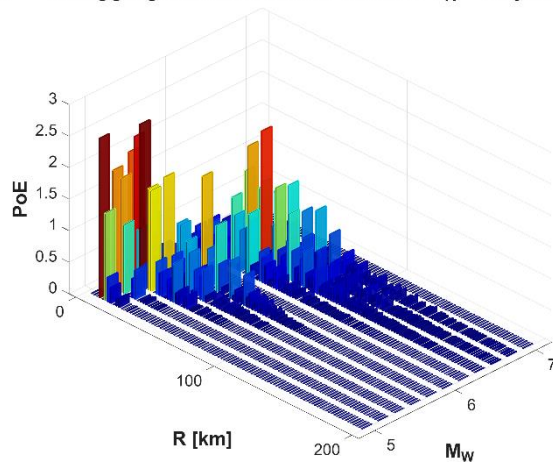
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 30$ years



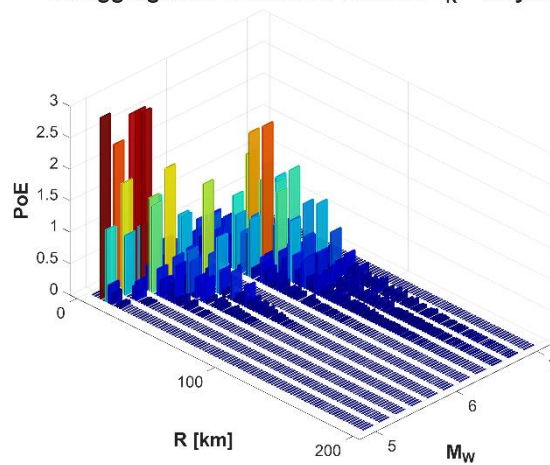
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 42$ years



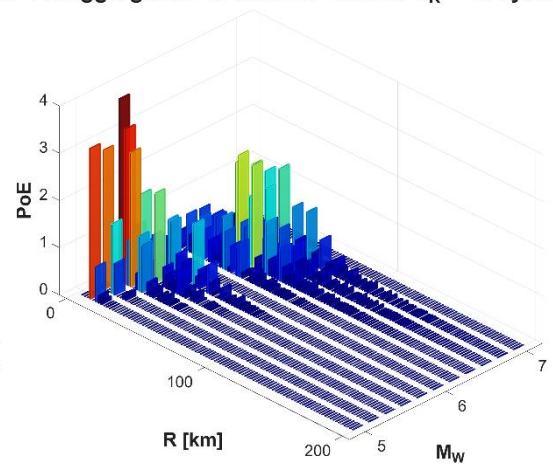
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 72$ years



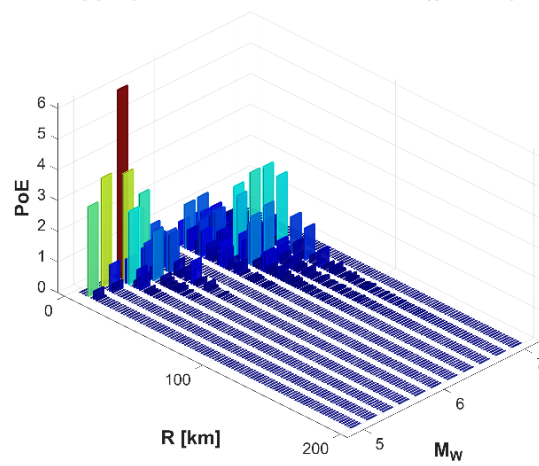
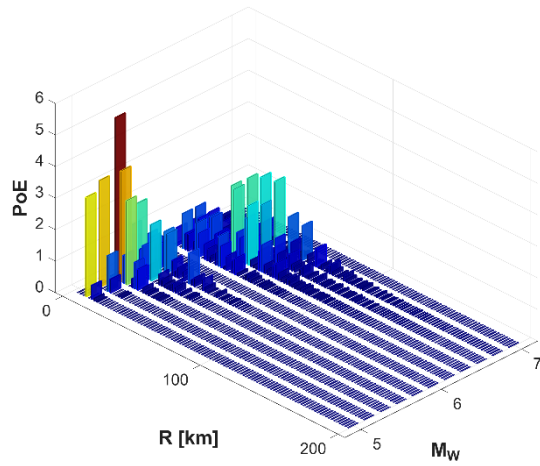
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 98$ years



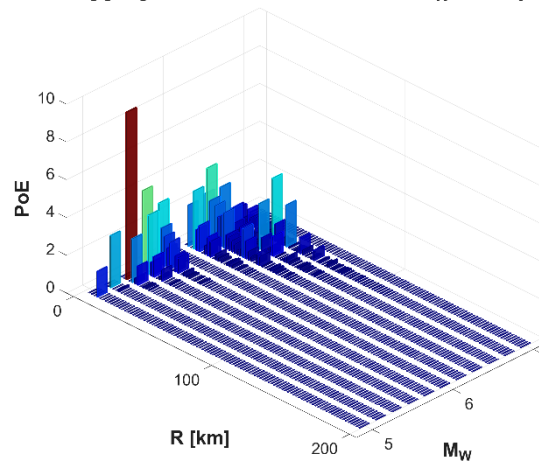
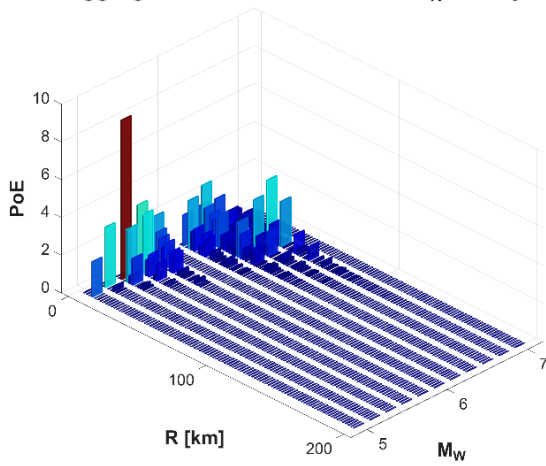
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 152$ years



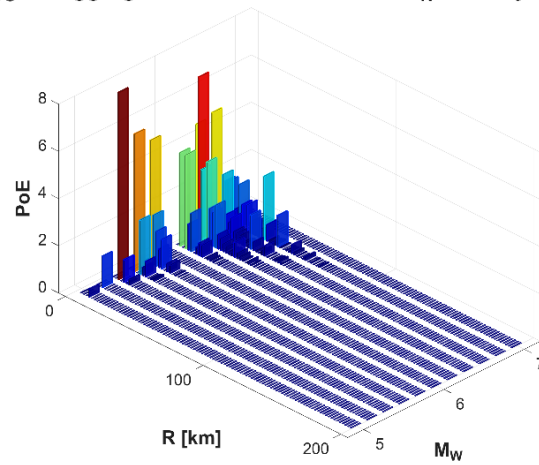
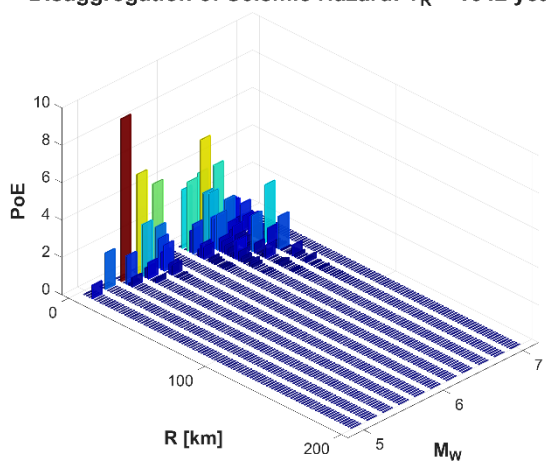
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 224$ years Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 308$ years



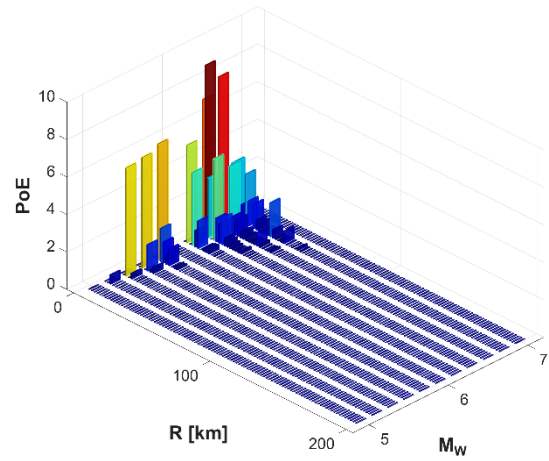
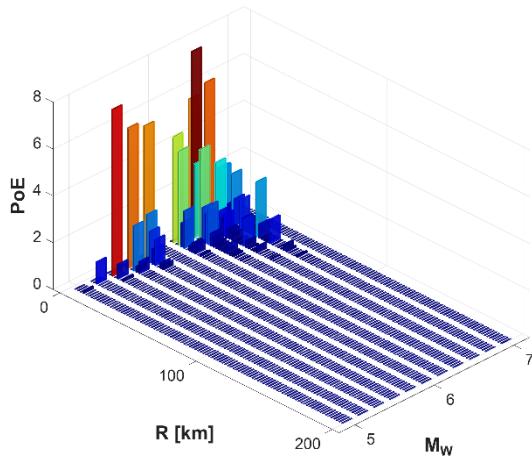
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 689$ years Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 975$ years



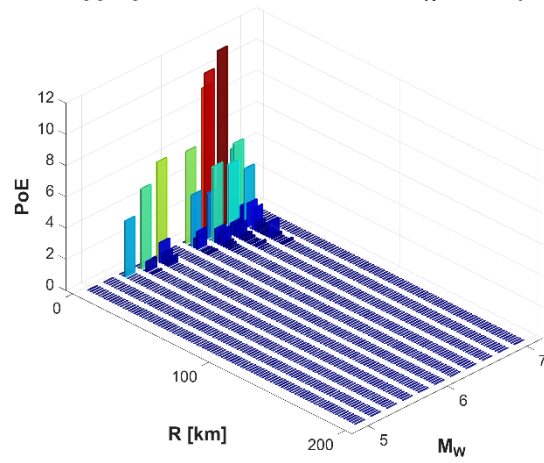
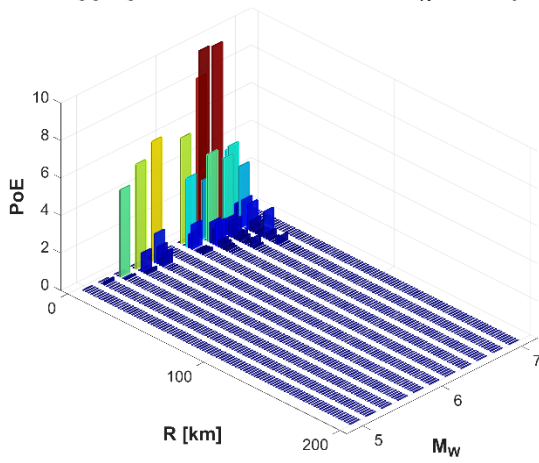
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 1642$ years Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 2475$ years



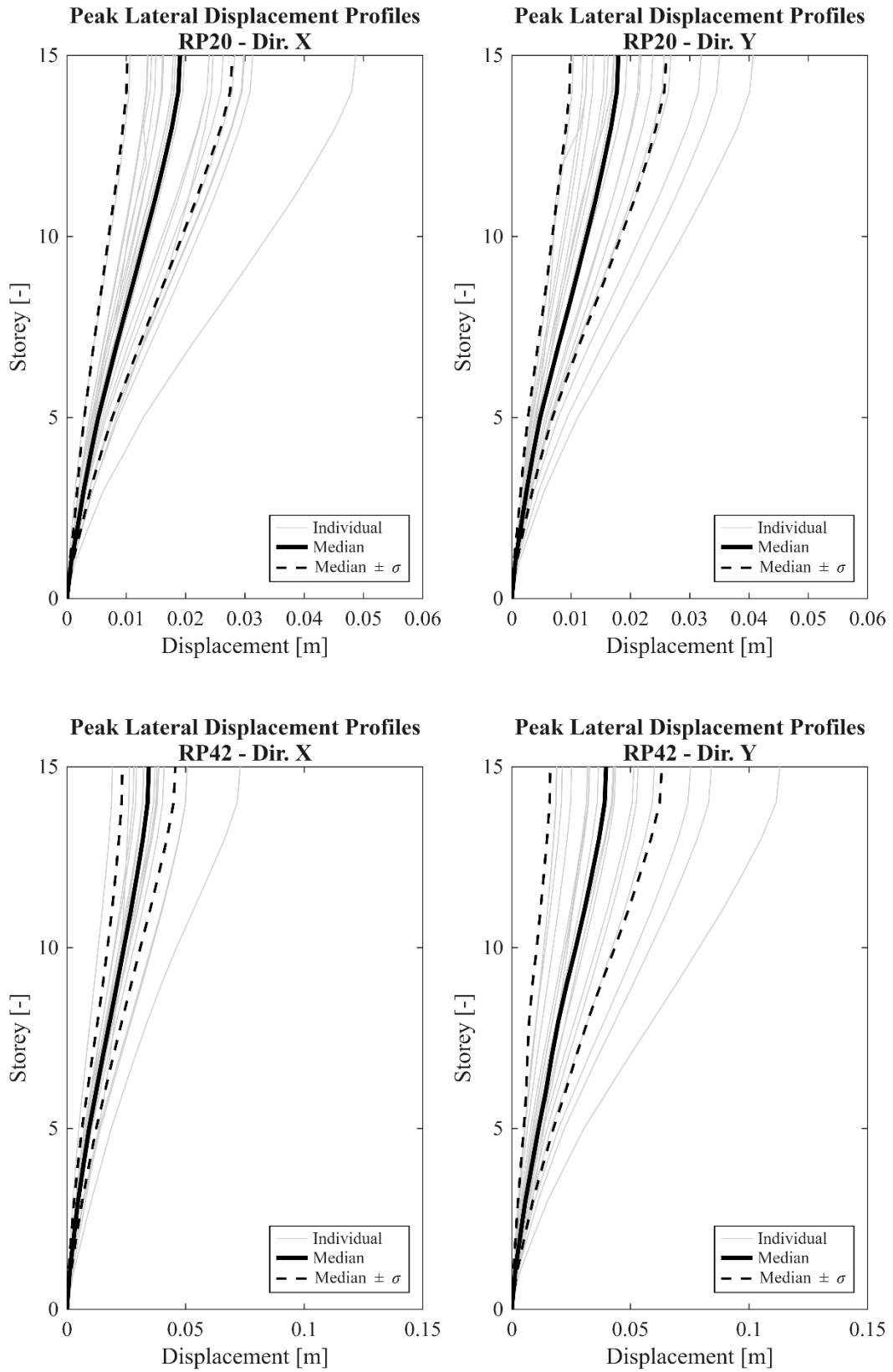
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 3308$ years Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 4975$ years

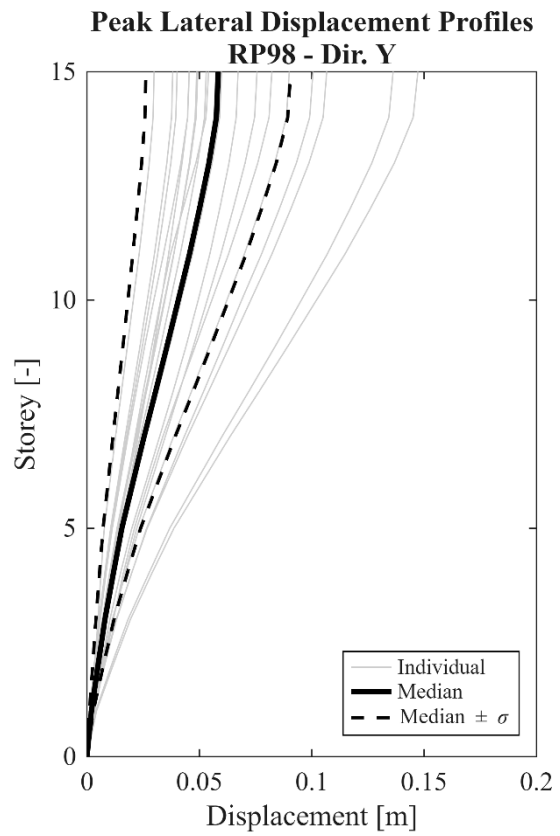
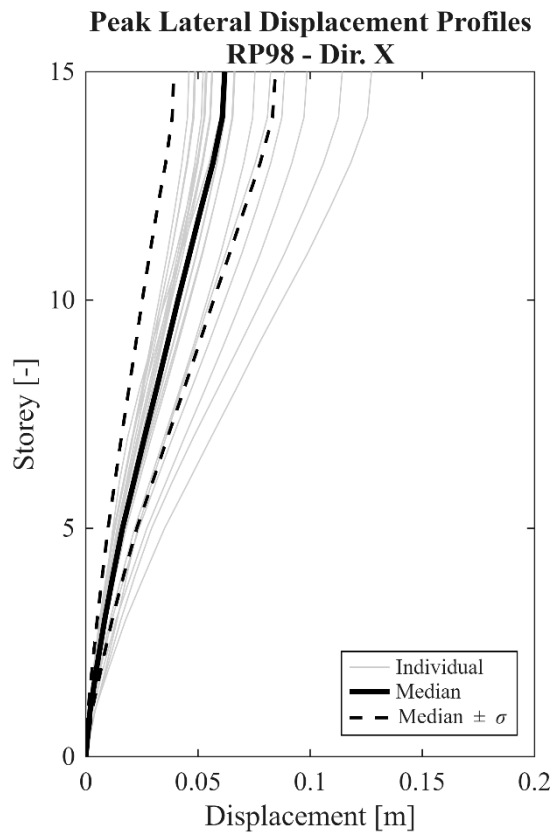
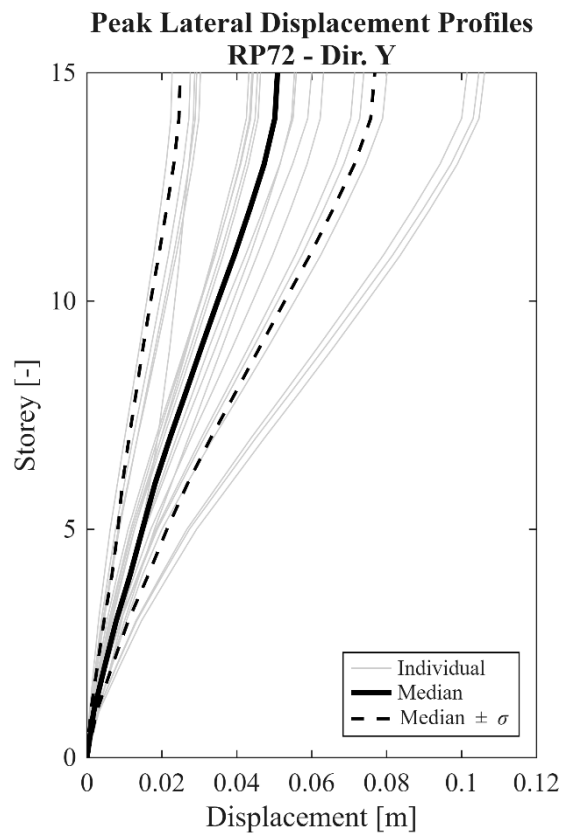
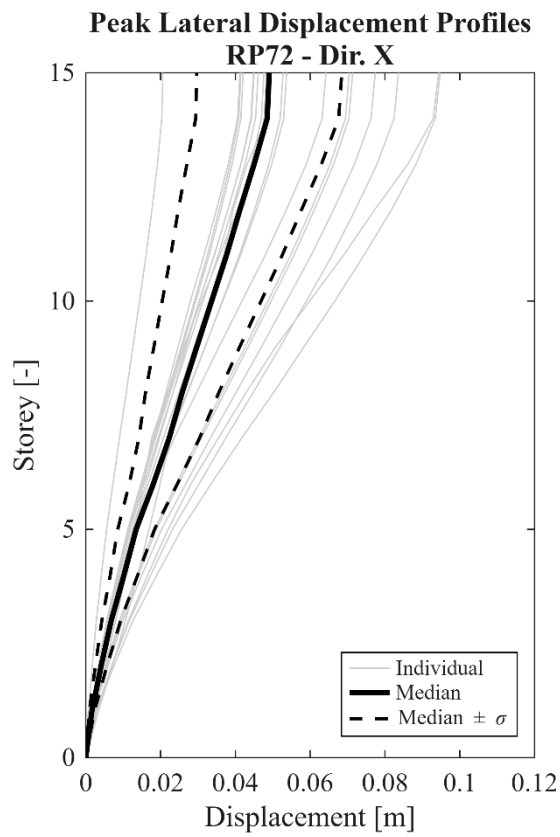


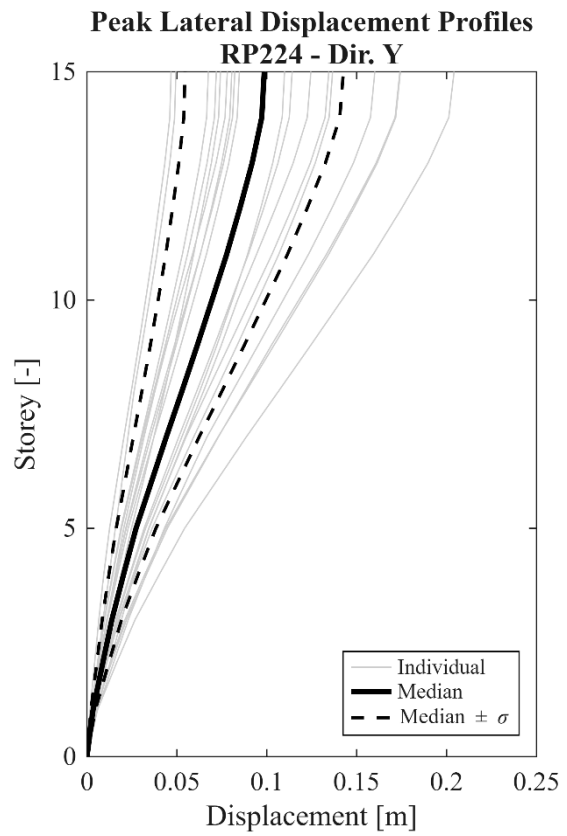
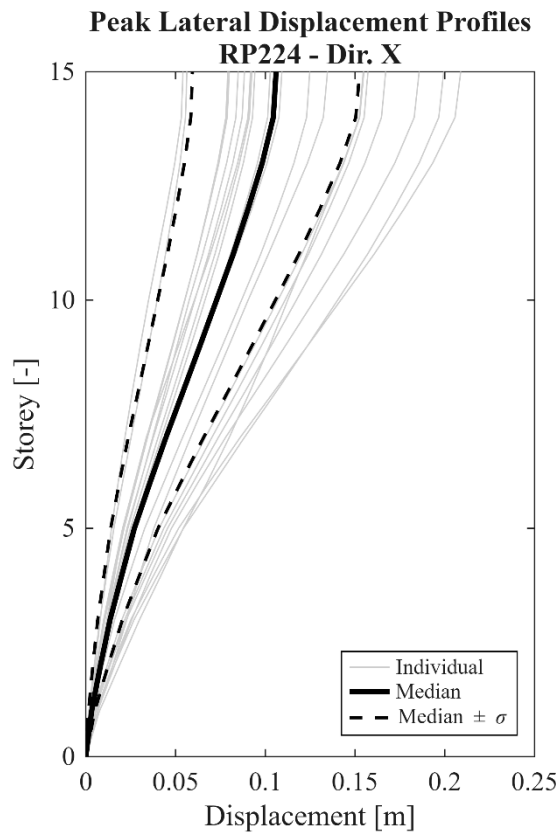
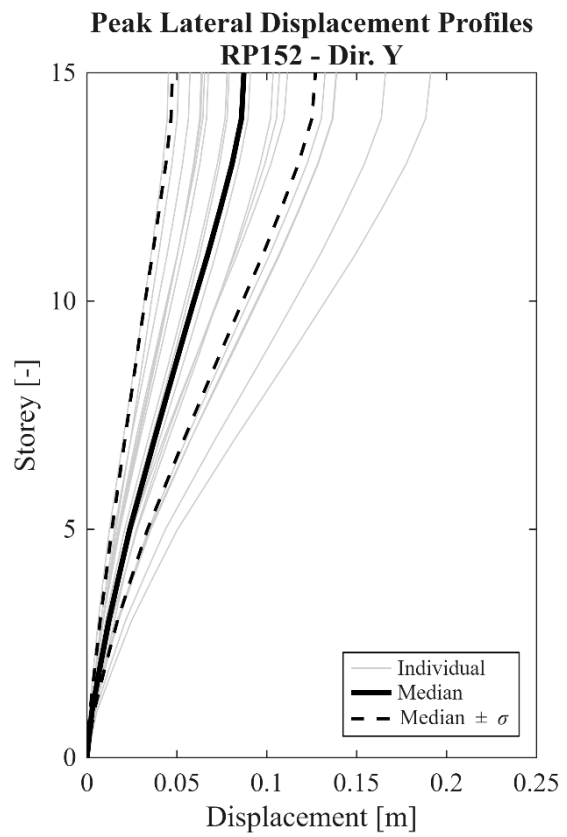
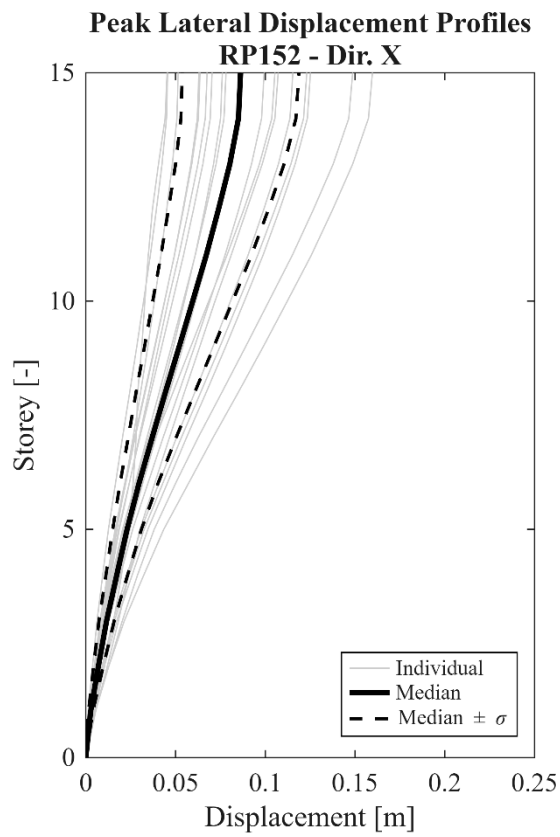
Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 7118$ years Disaggregation of Seismic Hazard: $T_R = 9975$ years

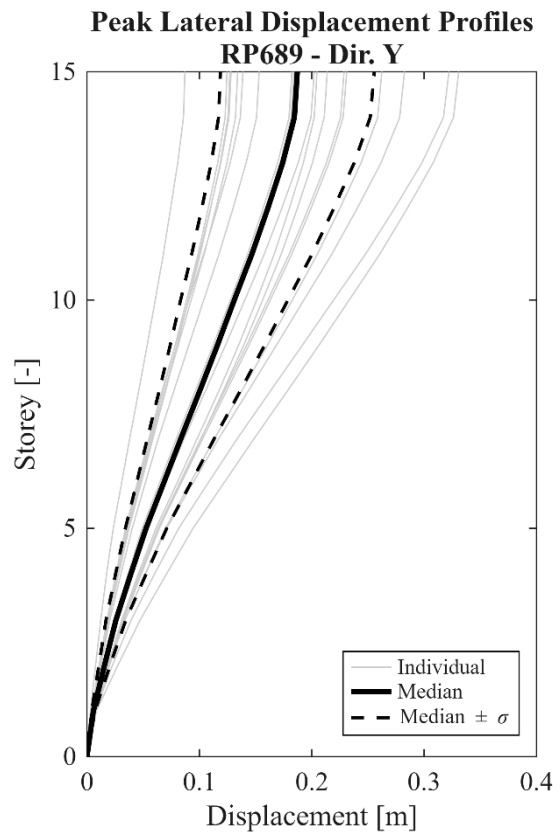
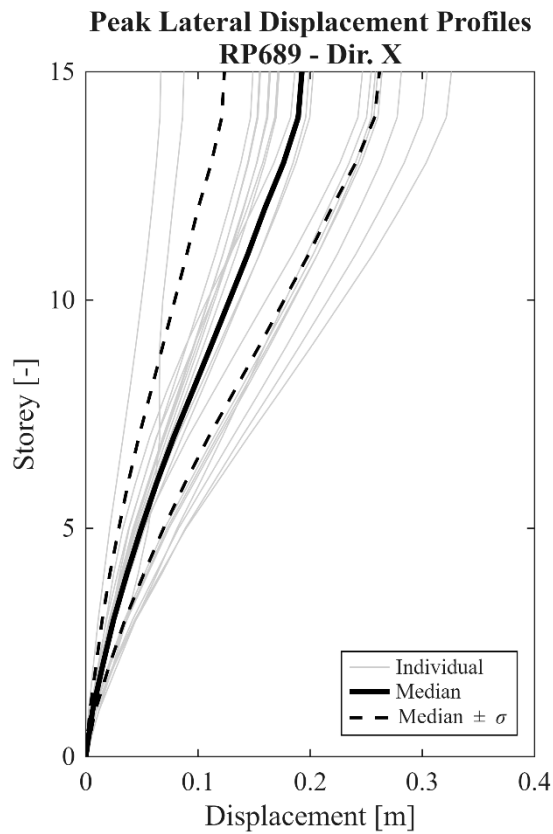
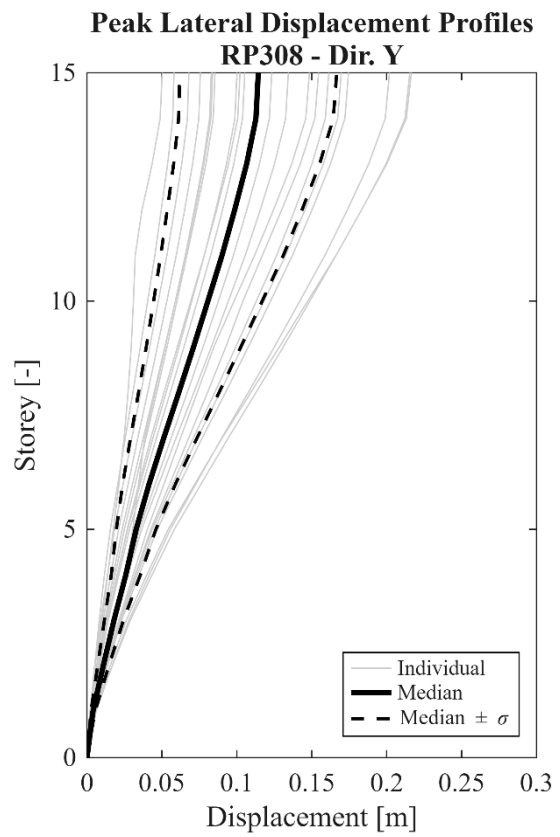
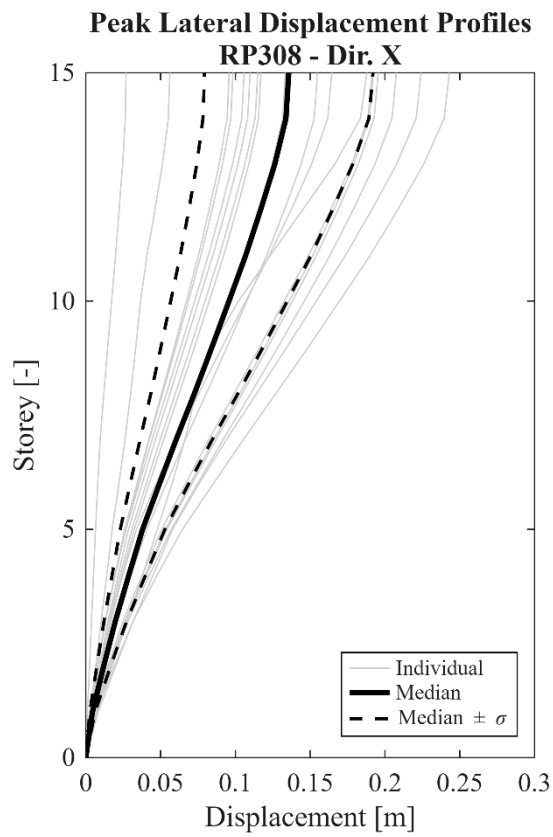


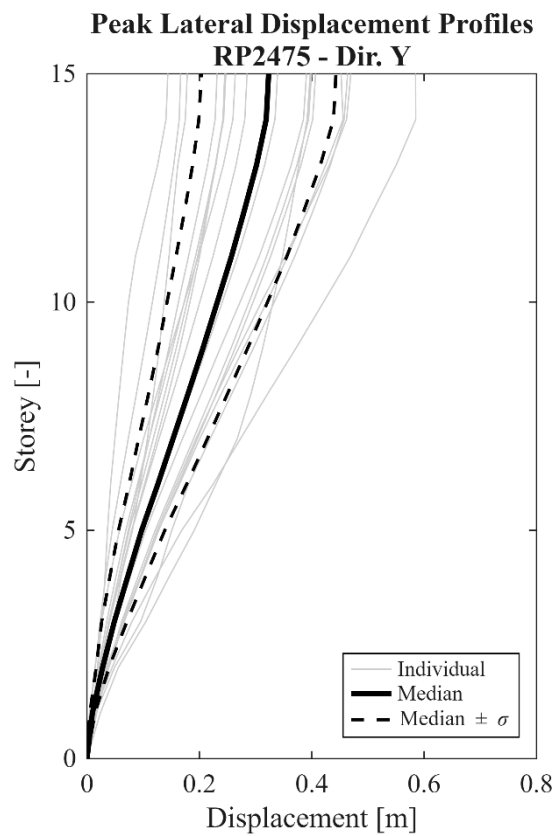
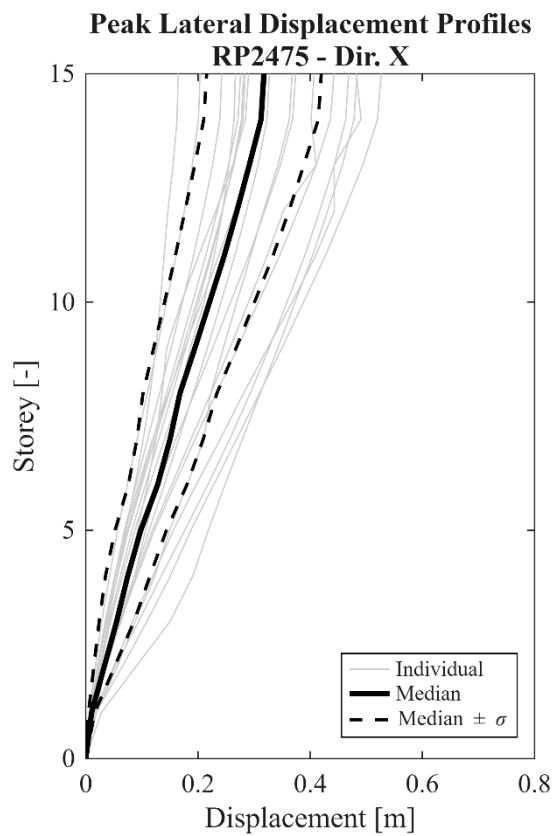
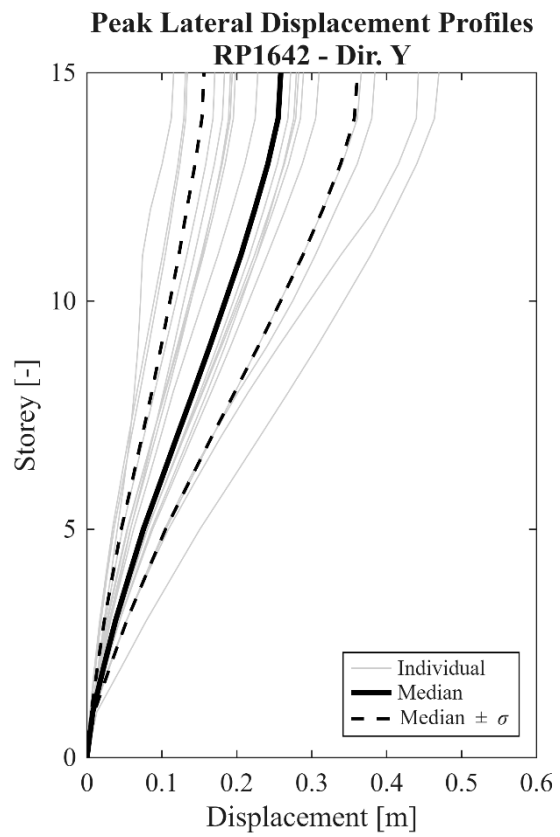
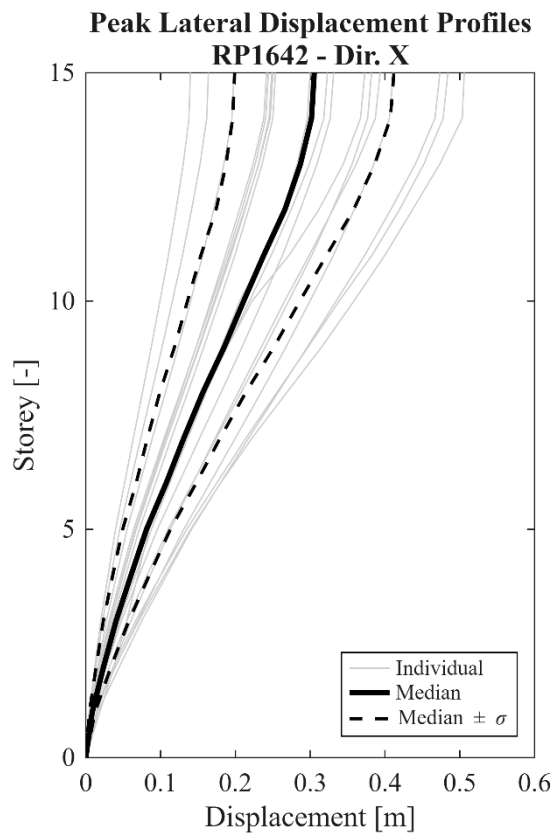
7.1. Edificio 1 (15 piani, 60 m)

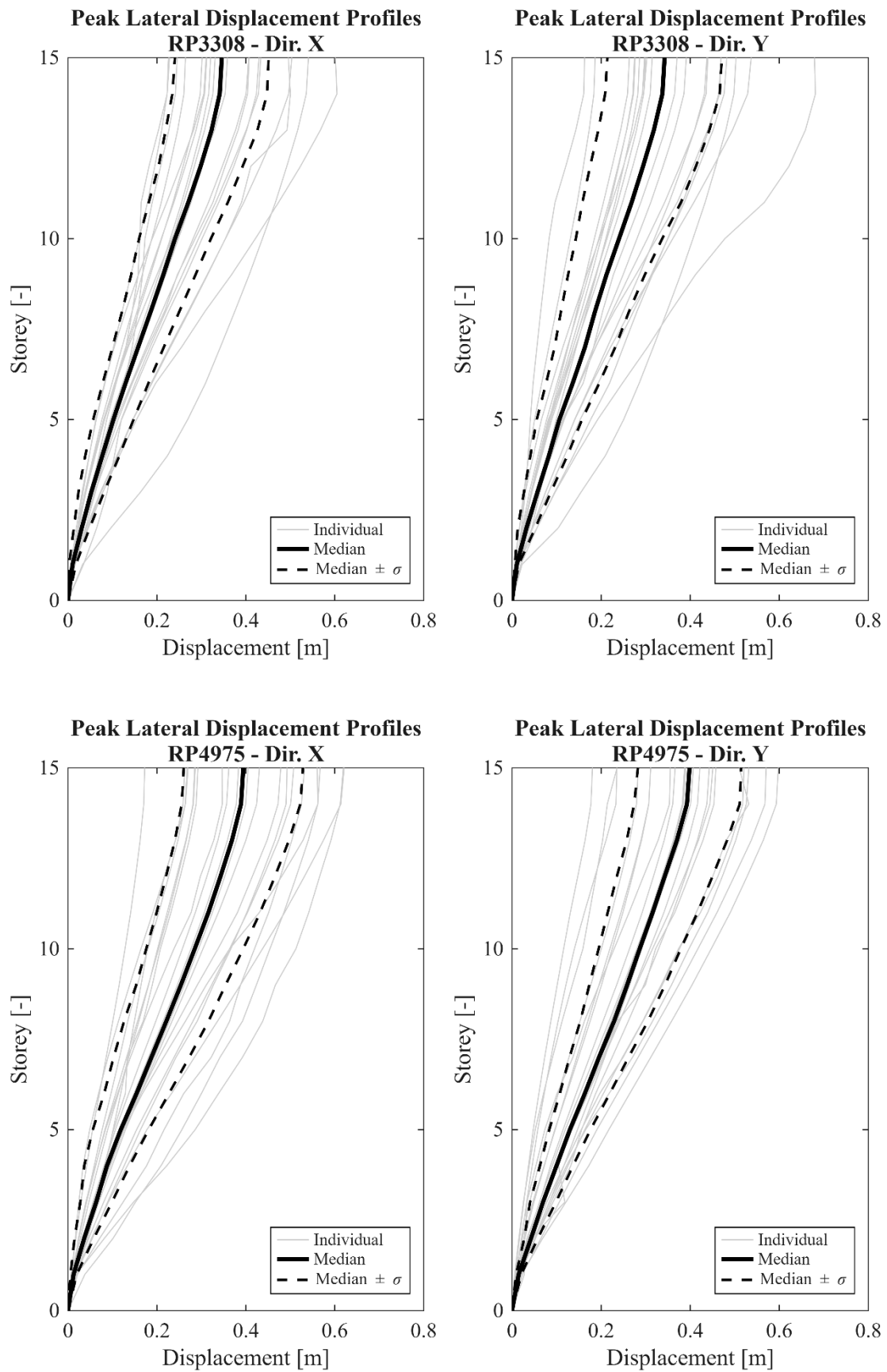


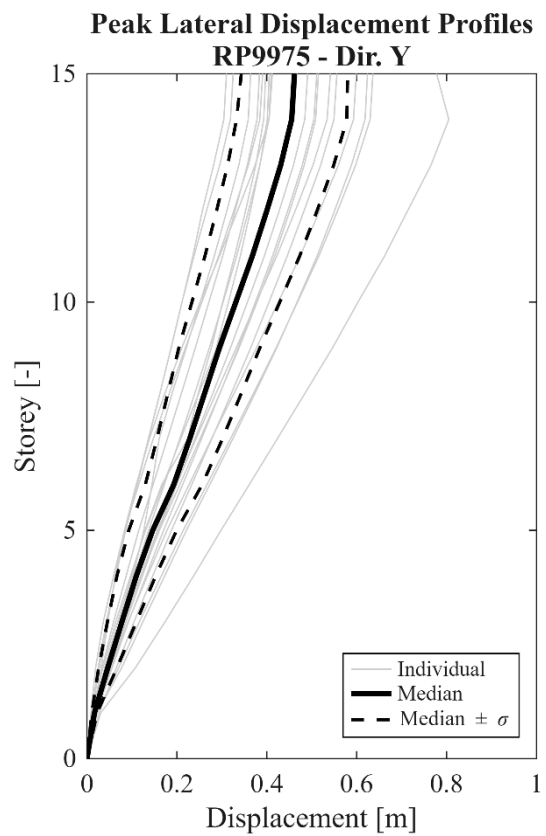
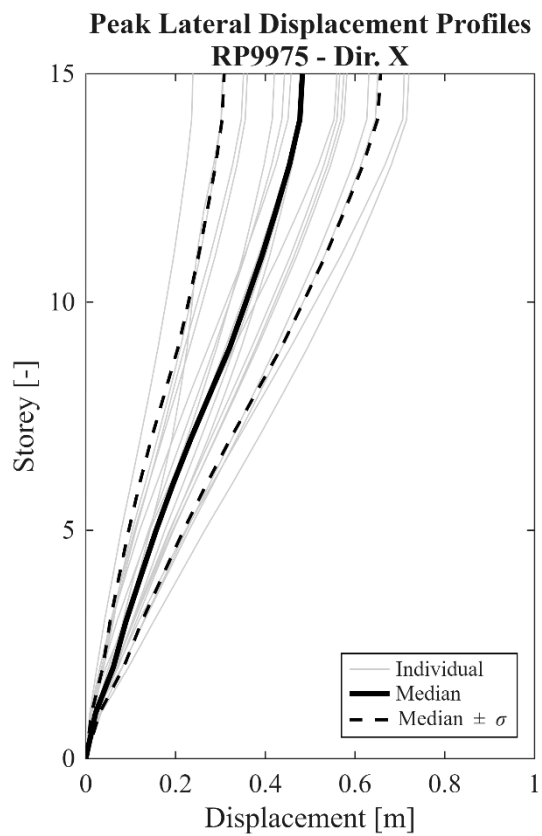
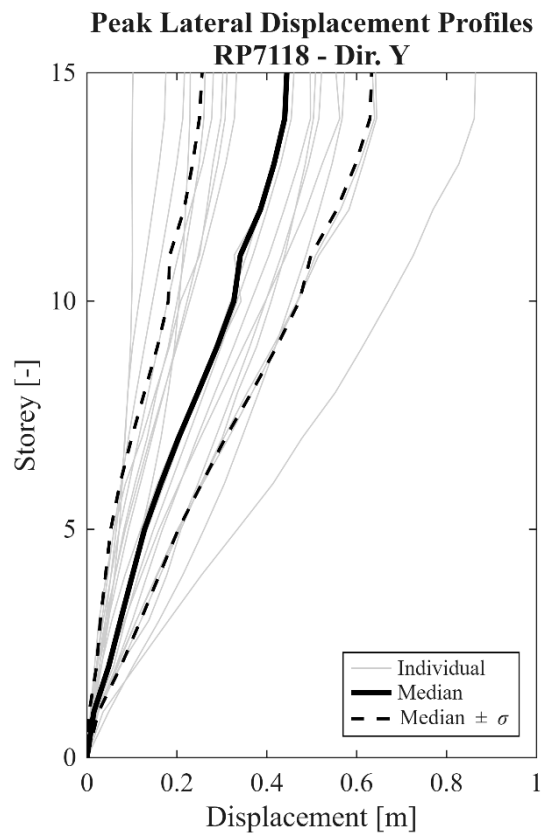
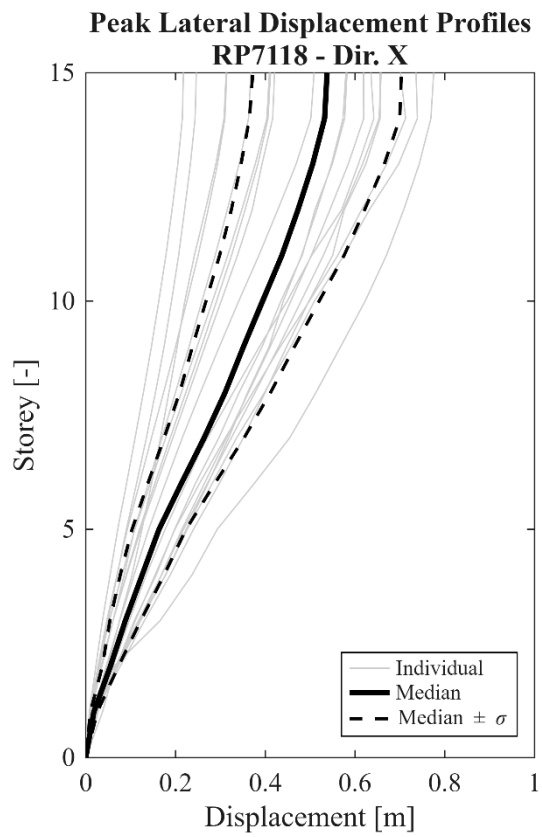


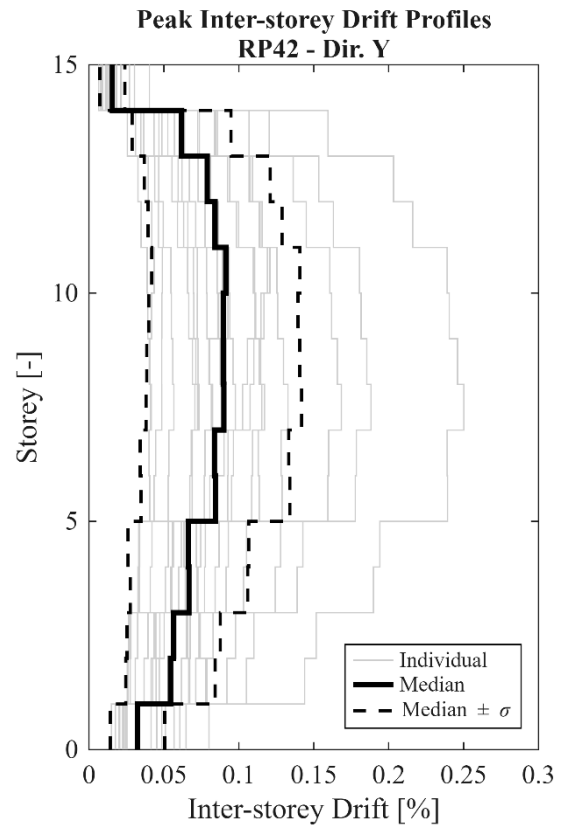
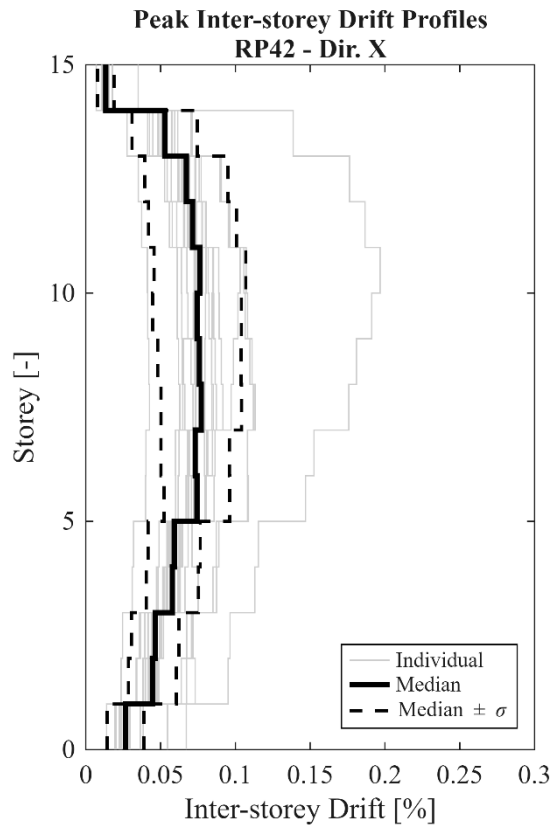
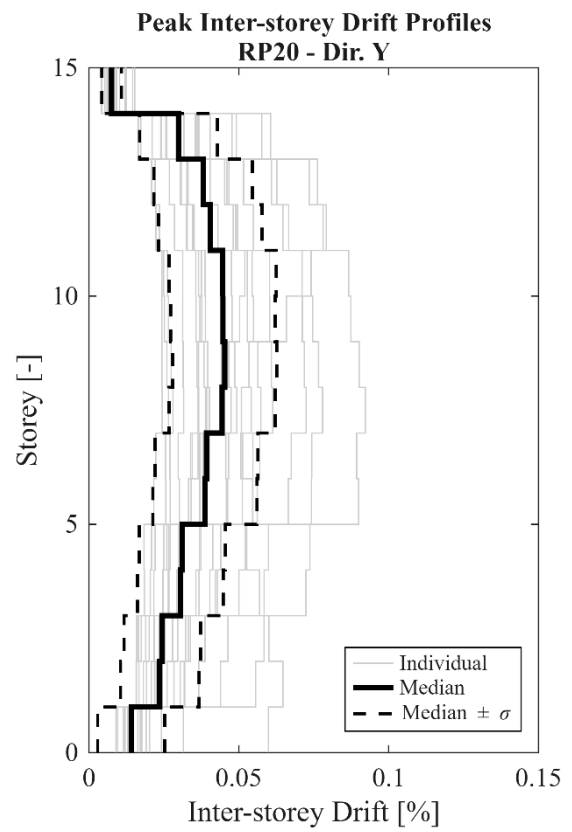
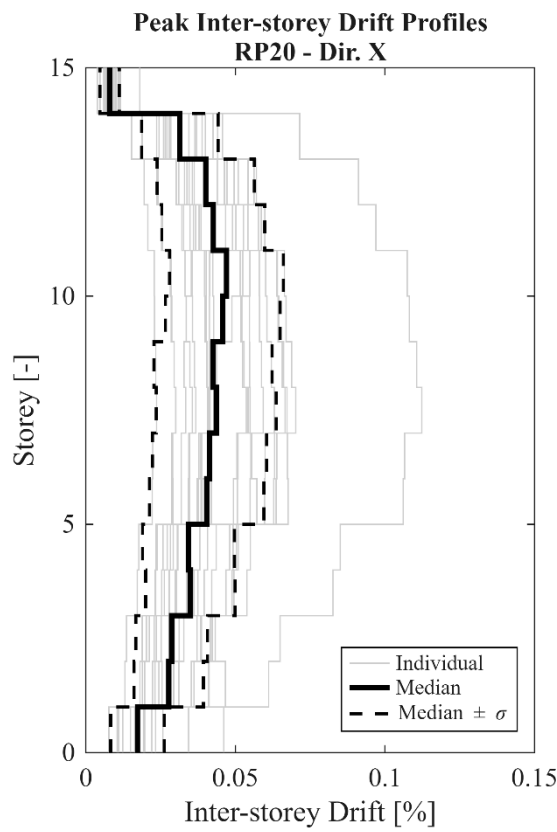


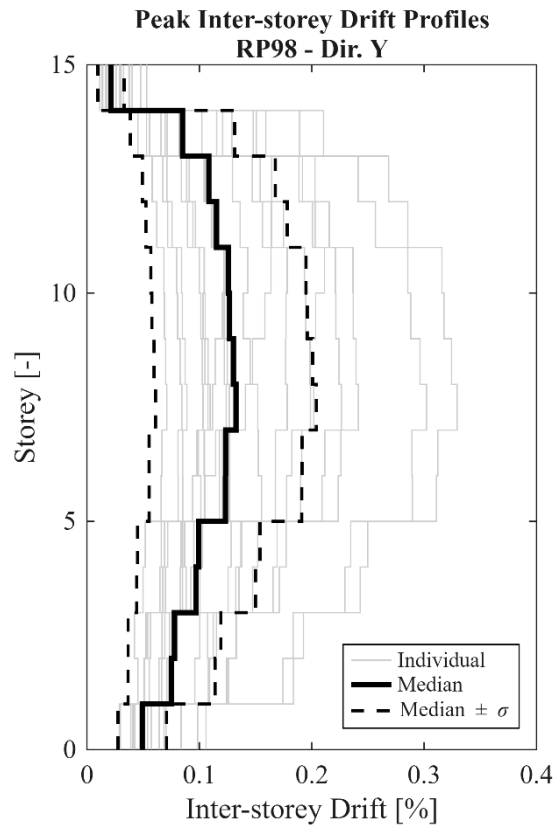
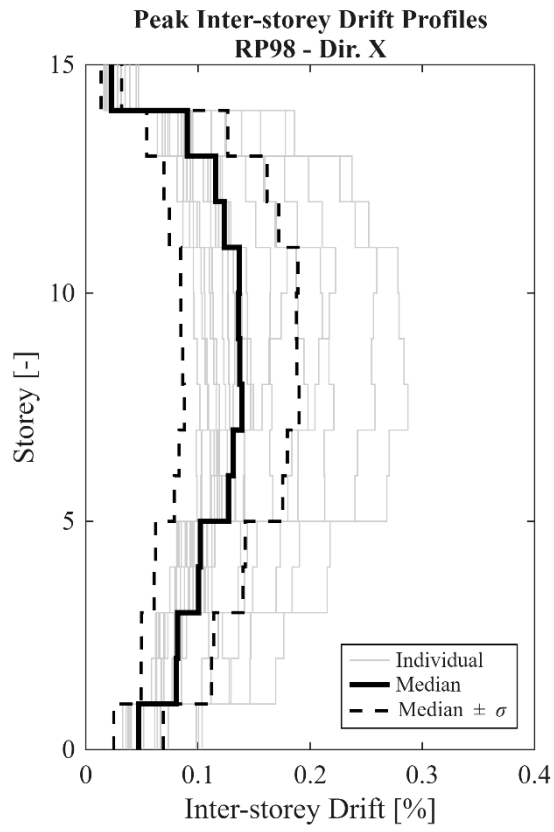
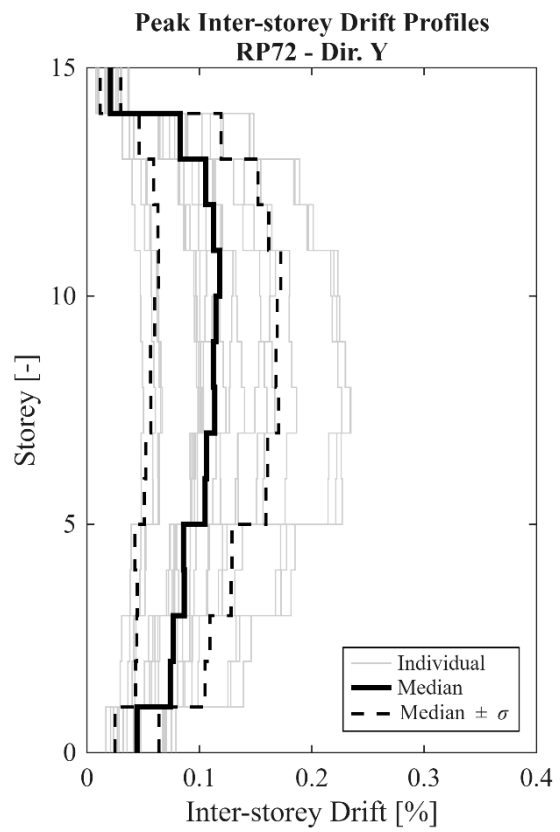
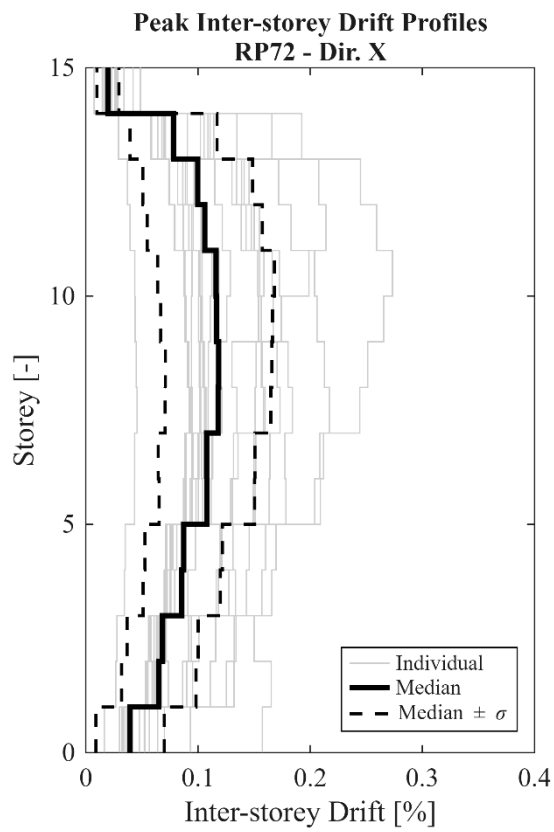


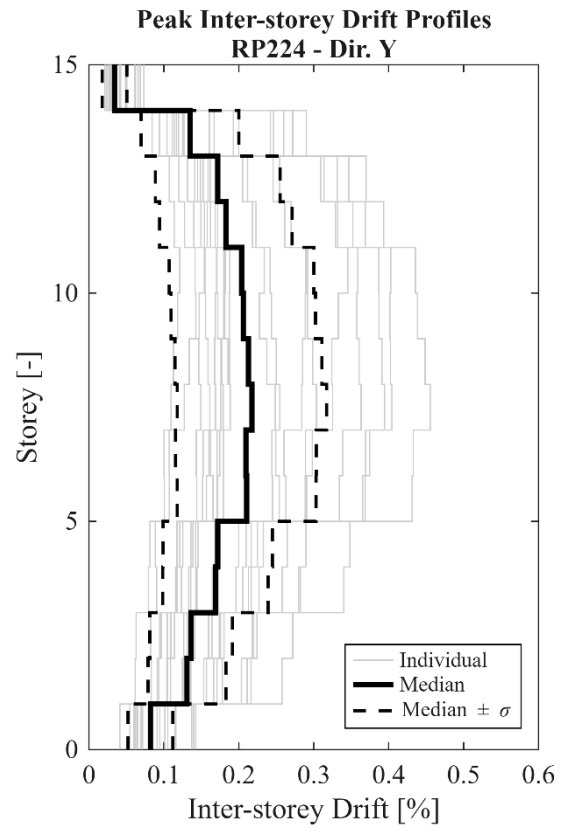
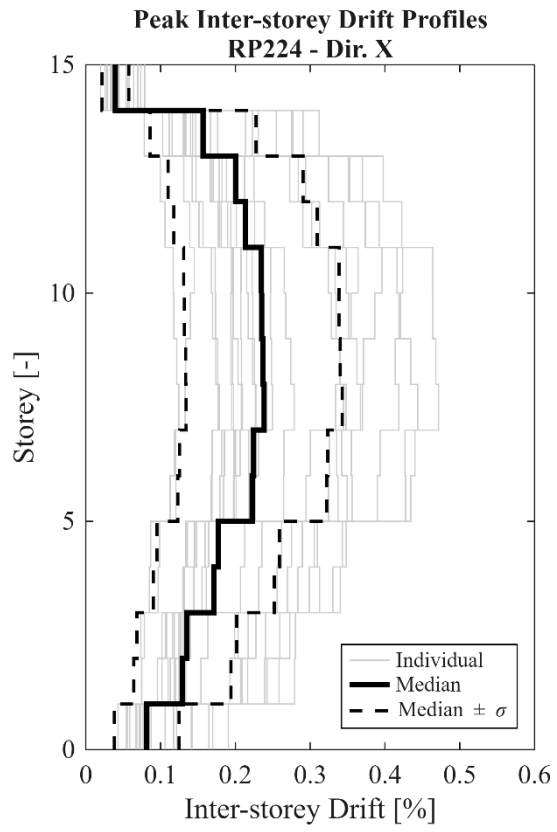
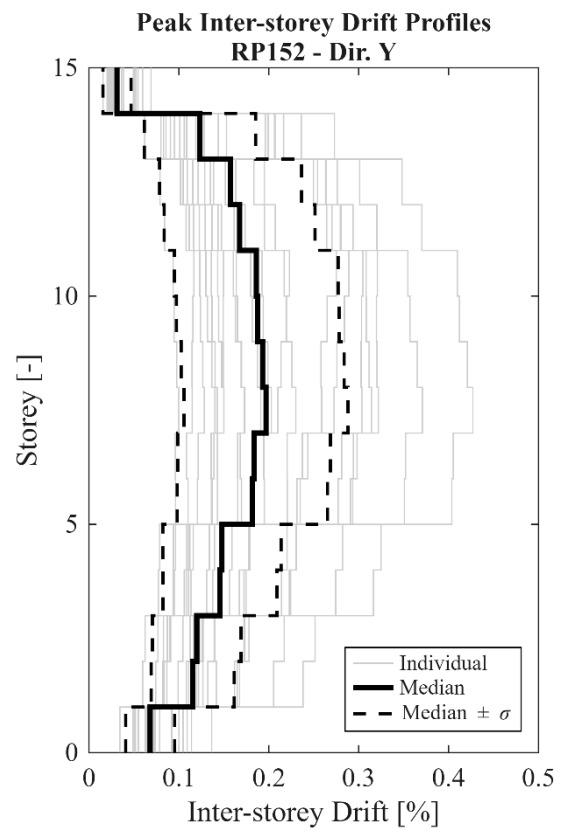
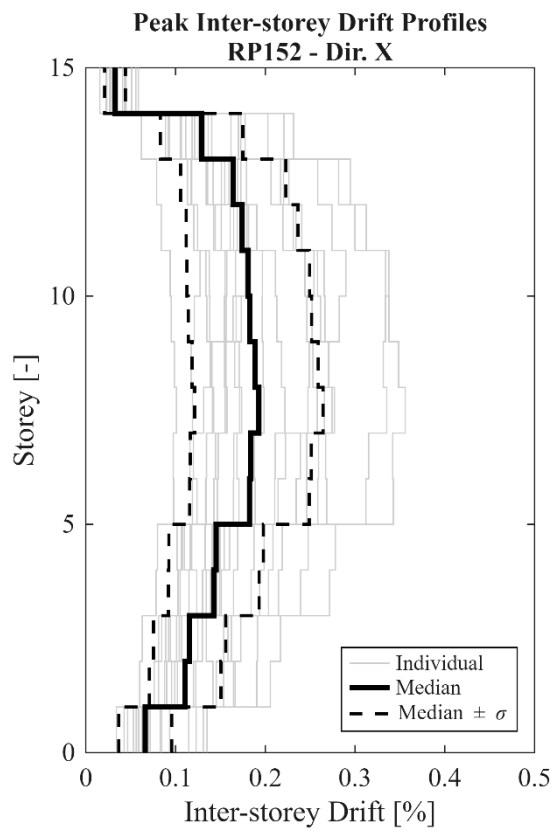


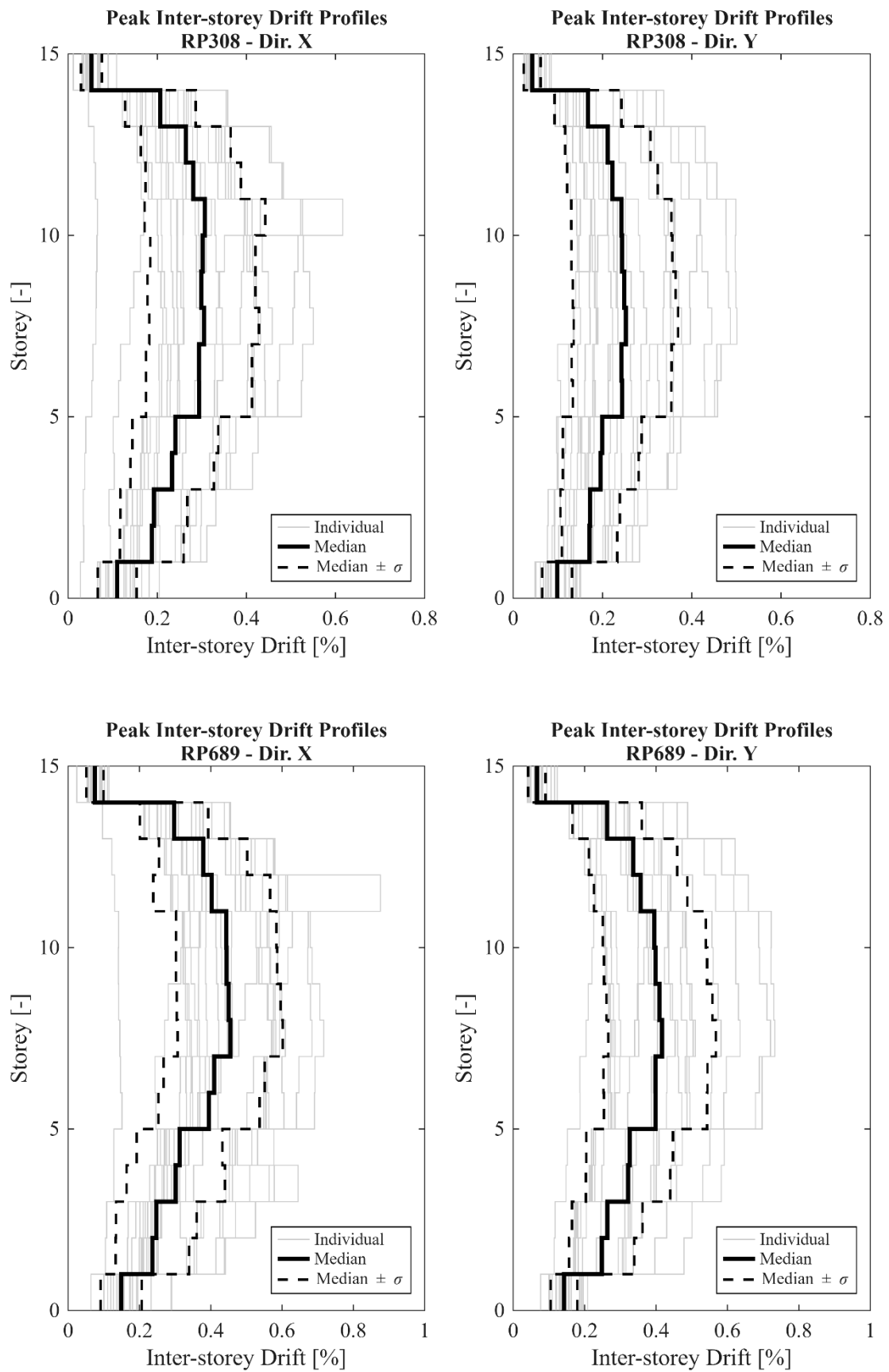


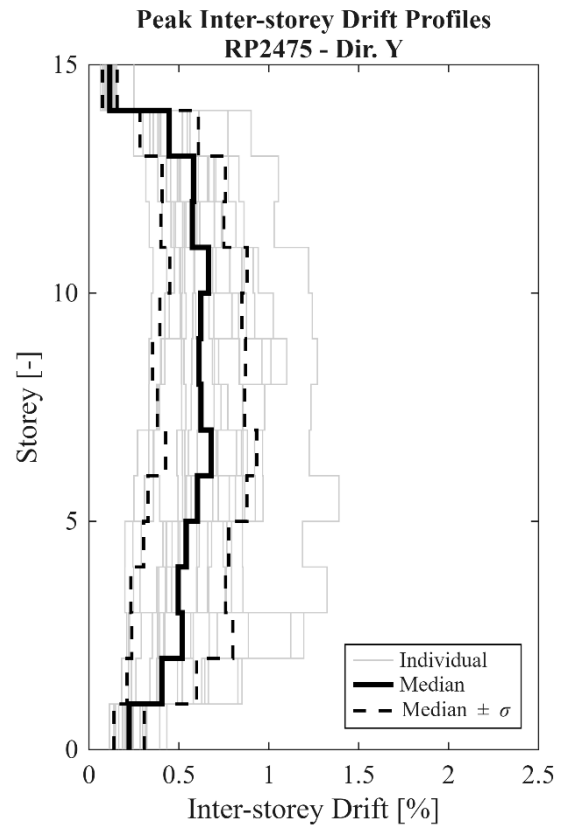
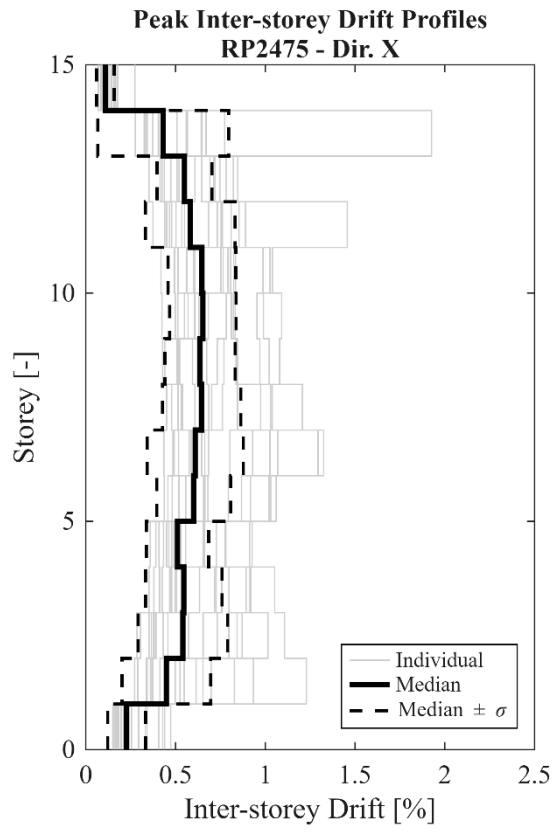
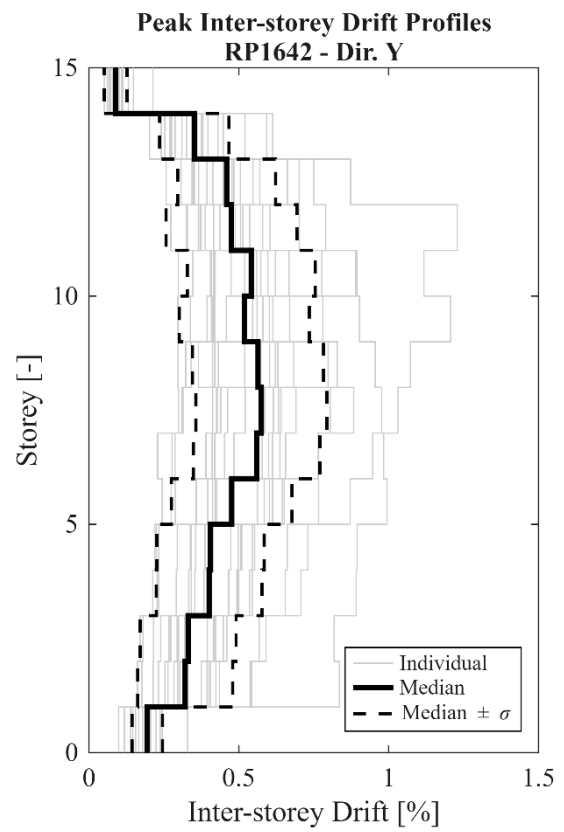
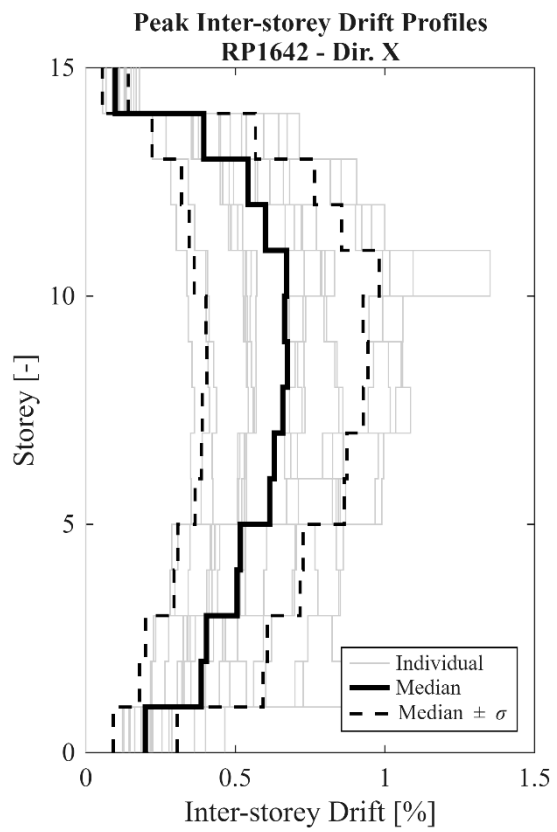


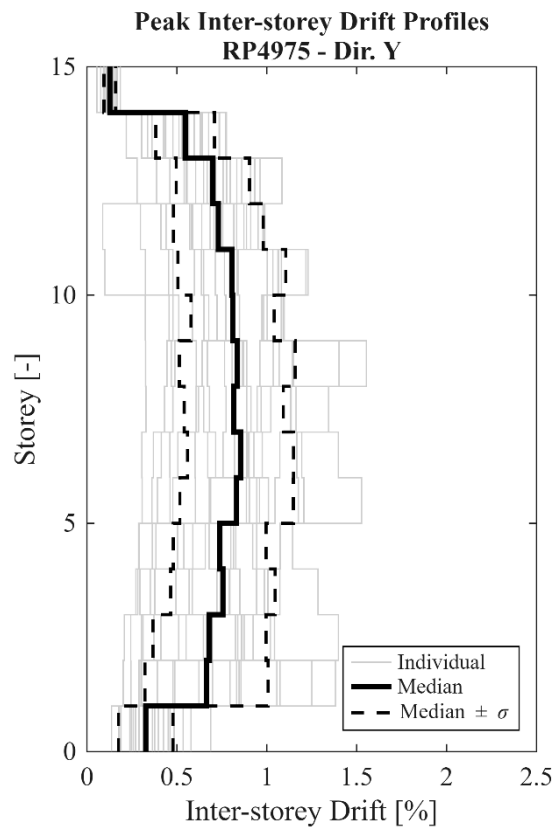
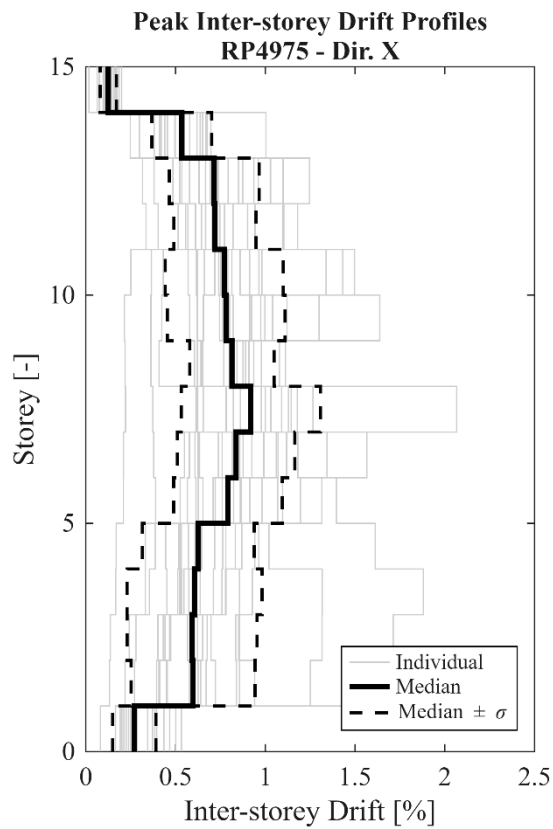
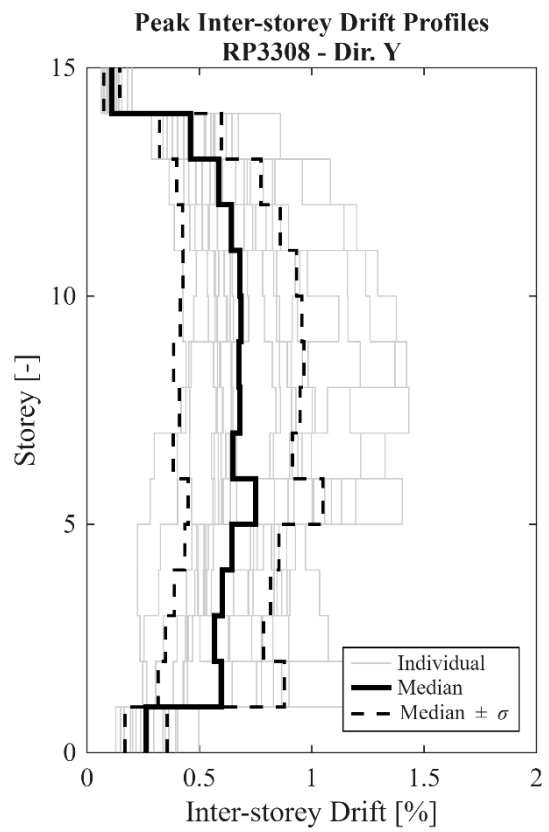
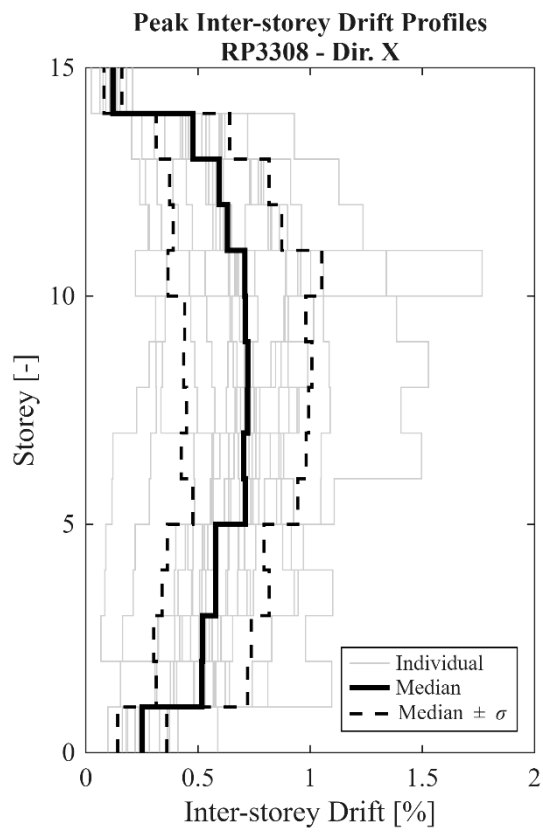


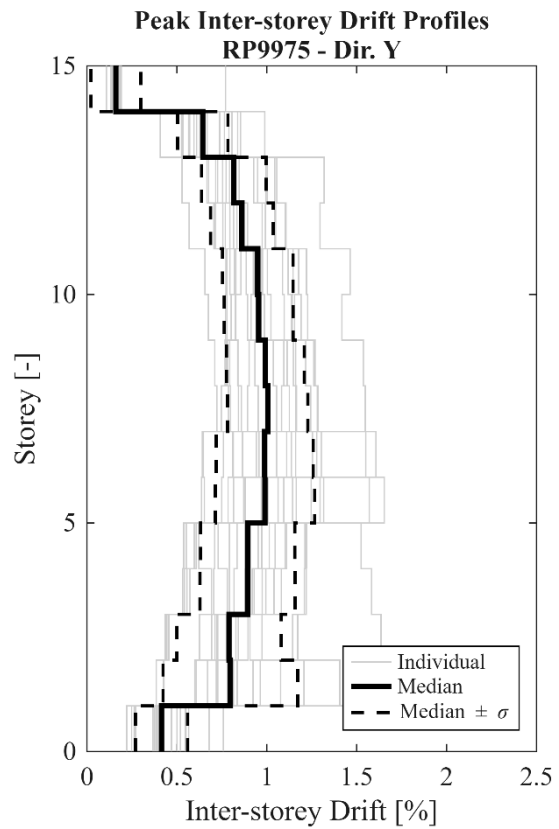
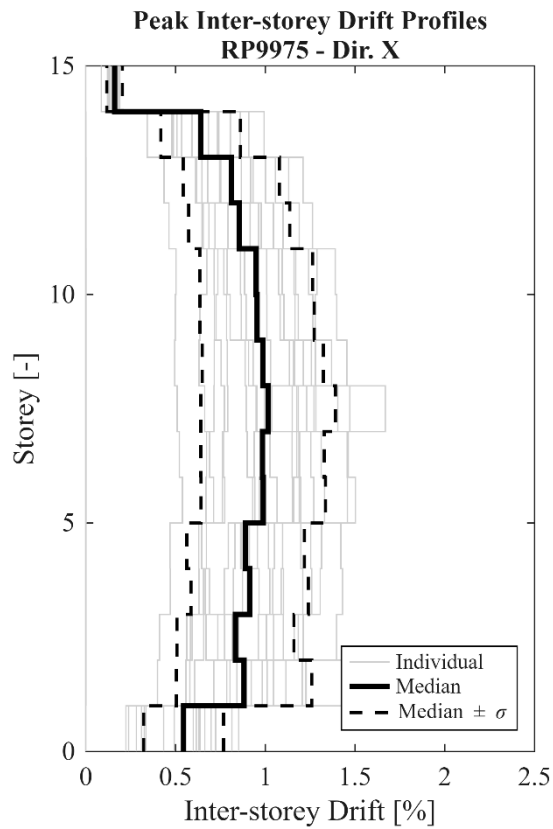
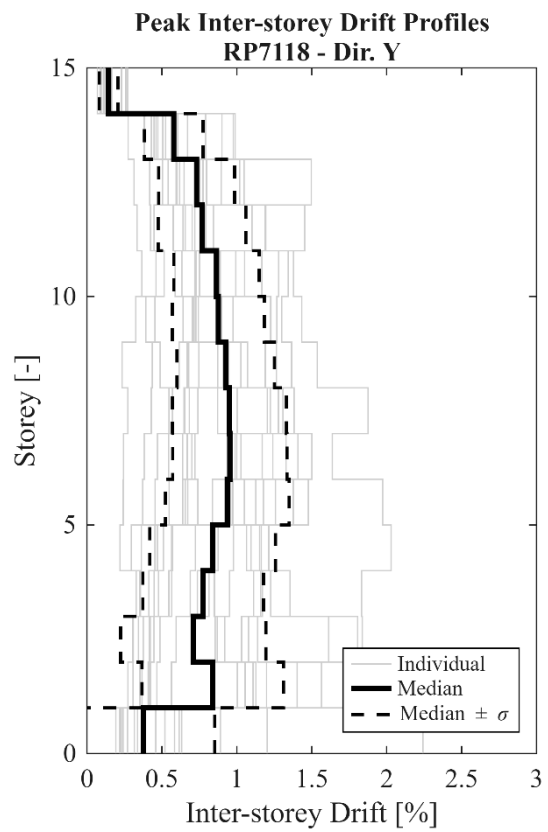
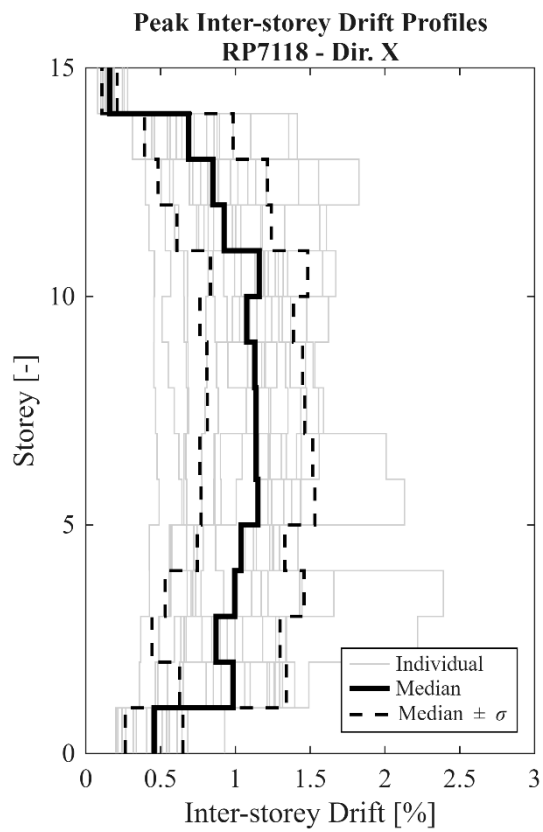


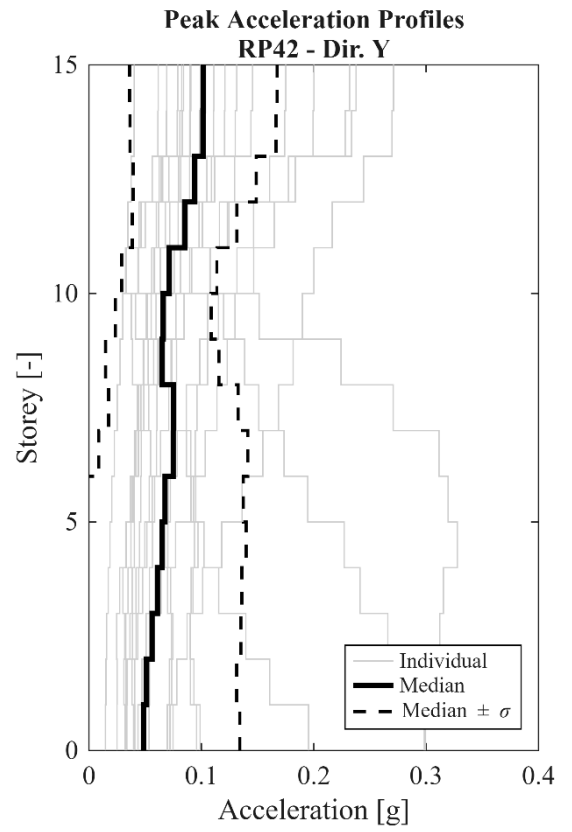
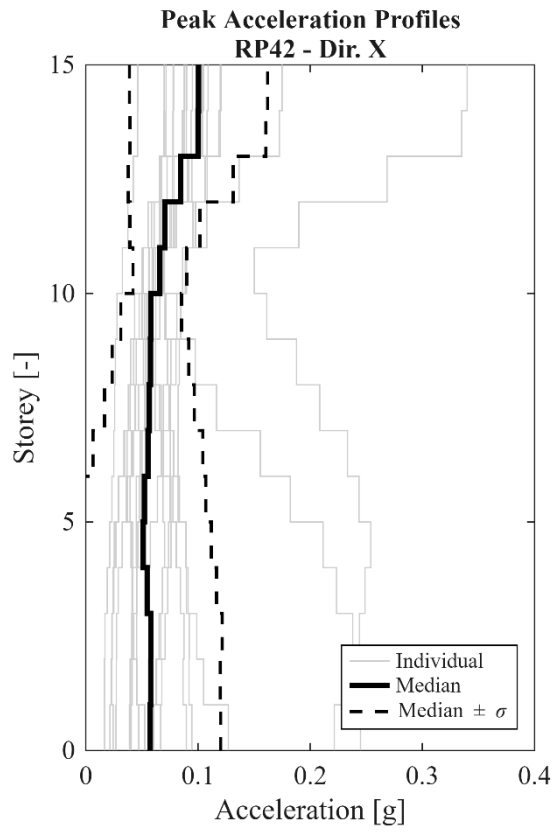
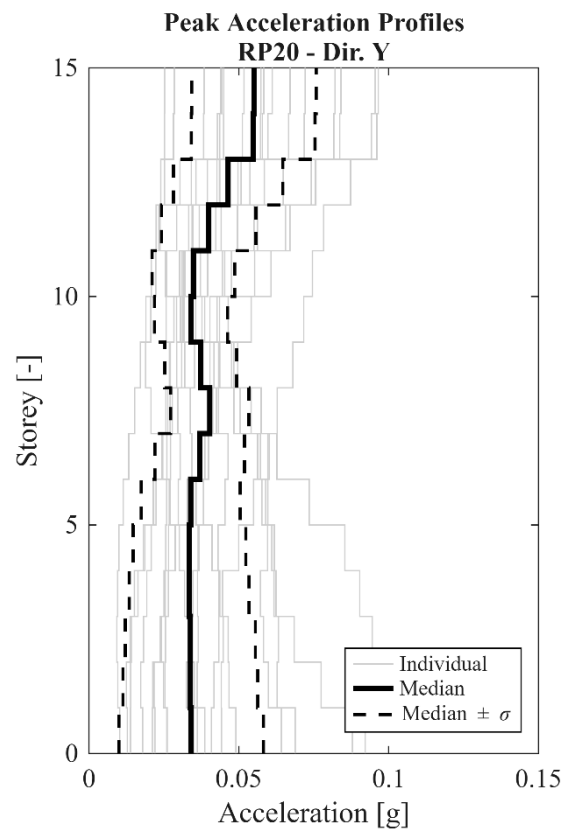
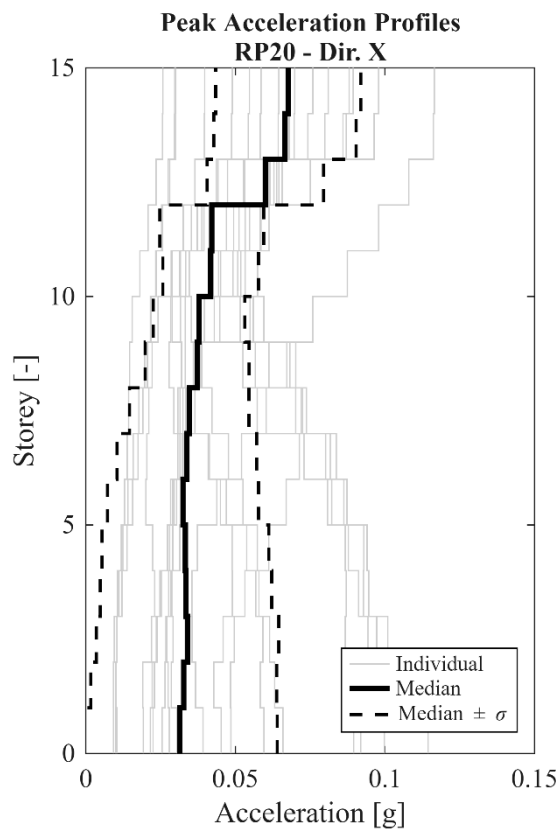


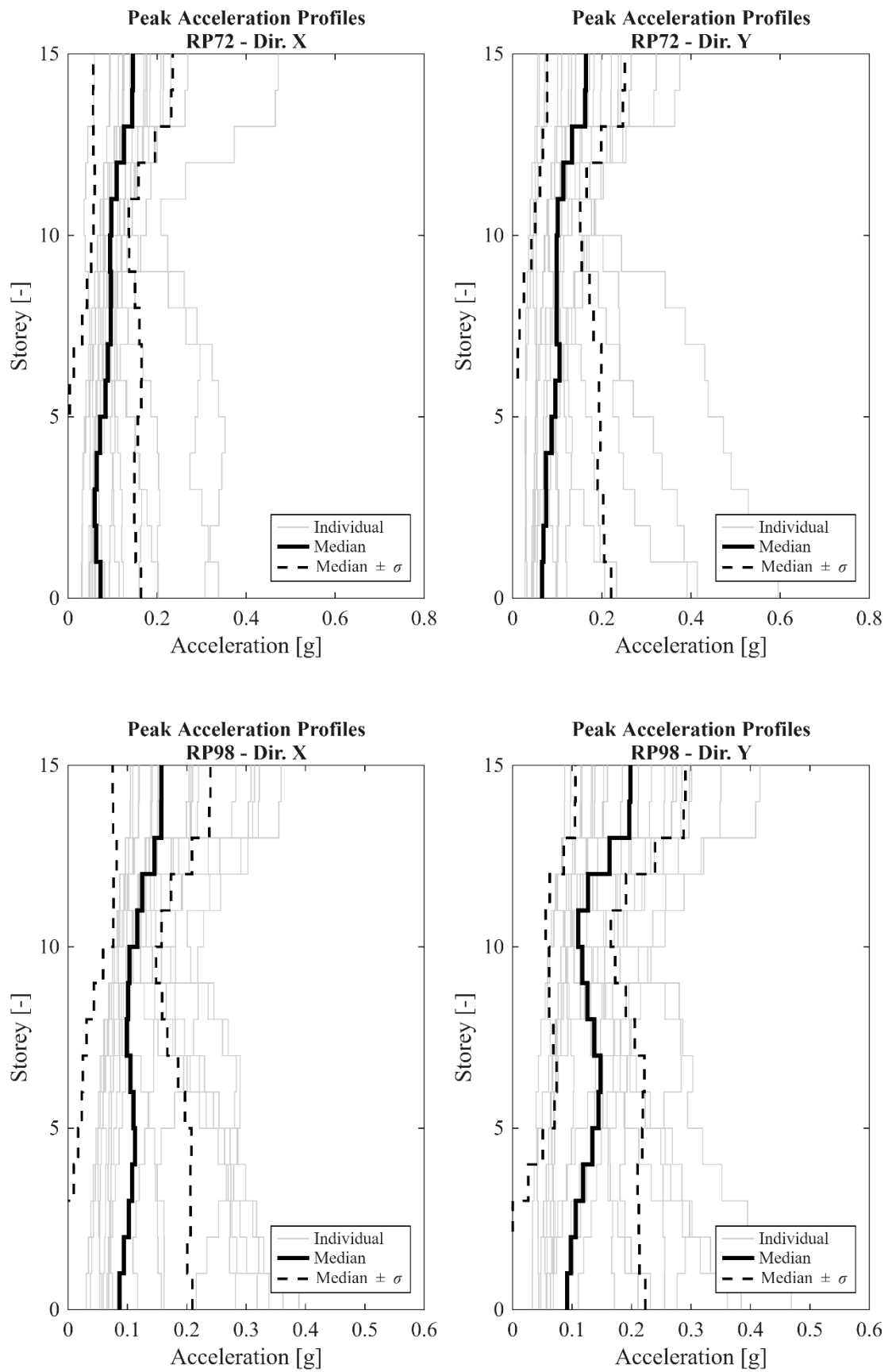


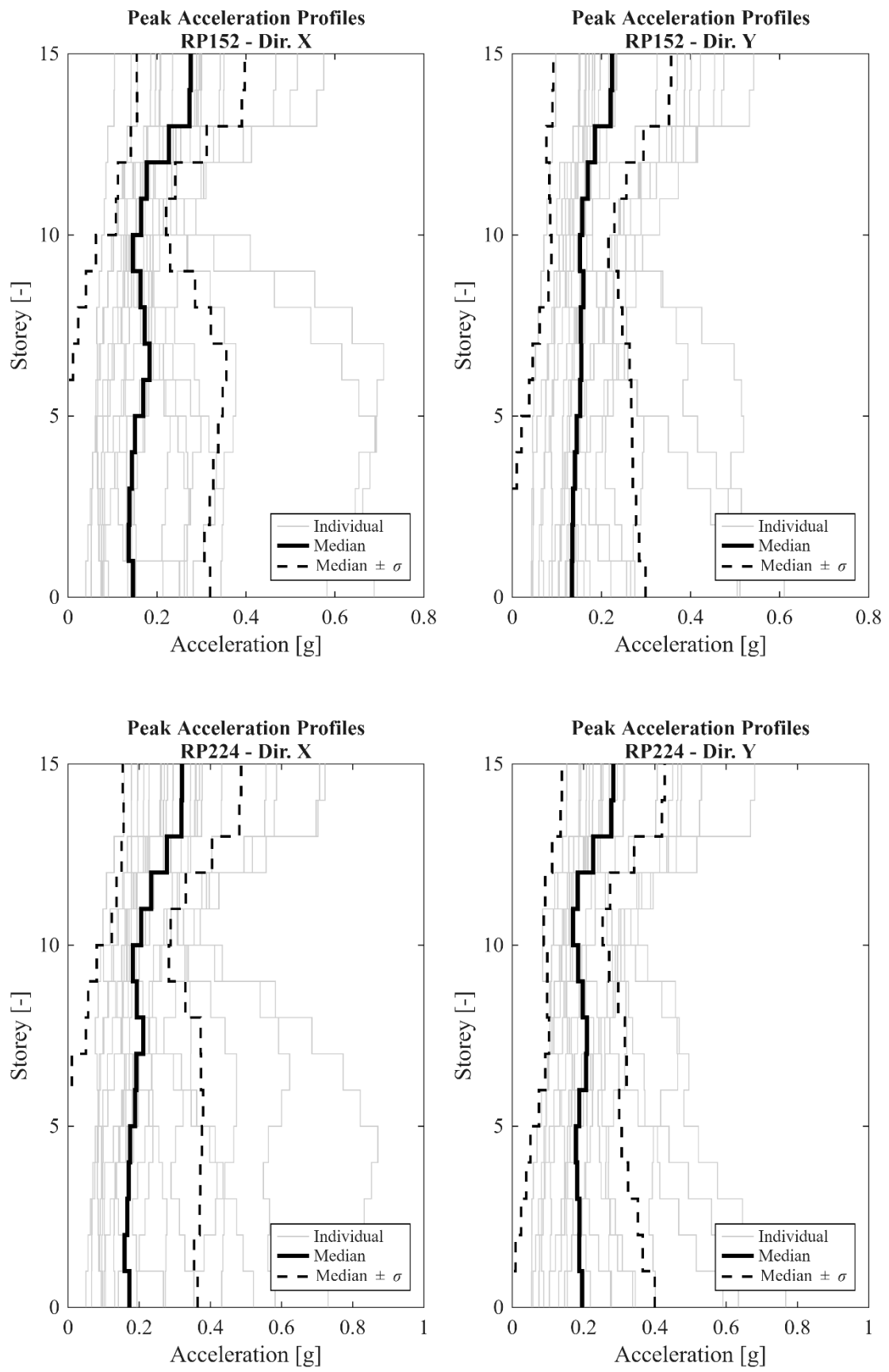


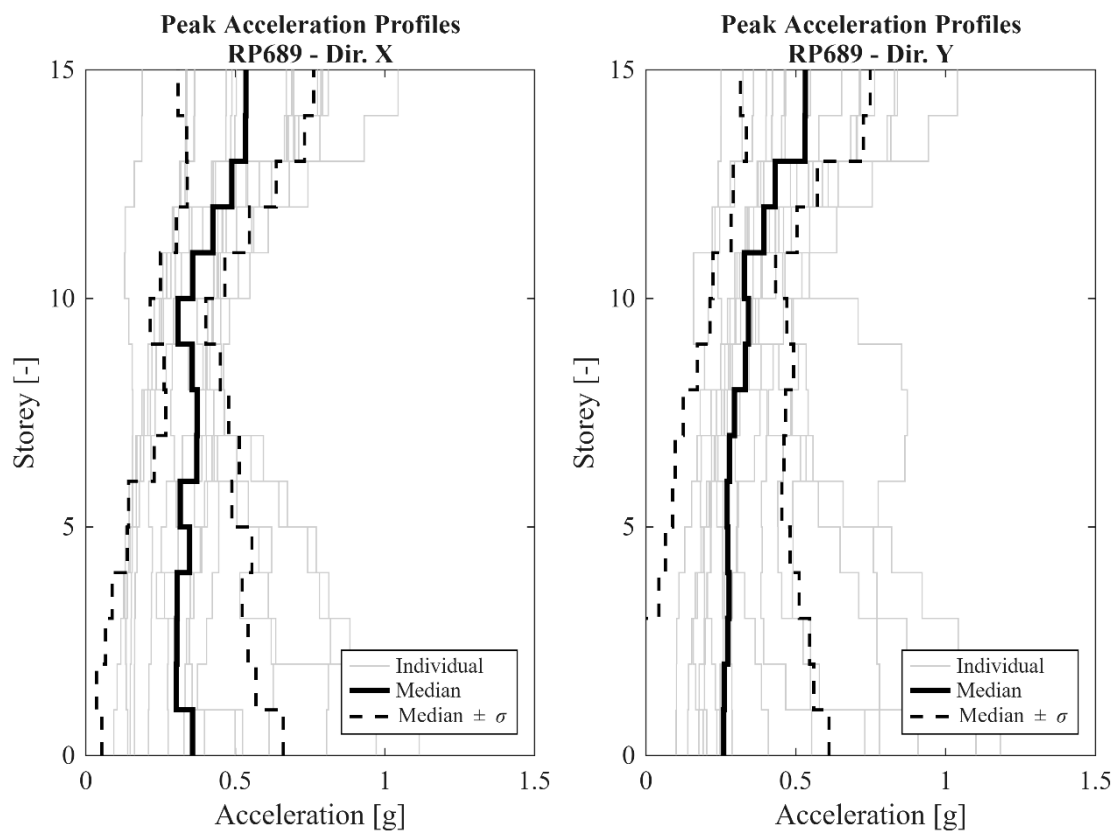
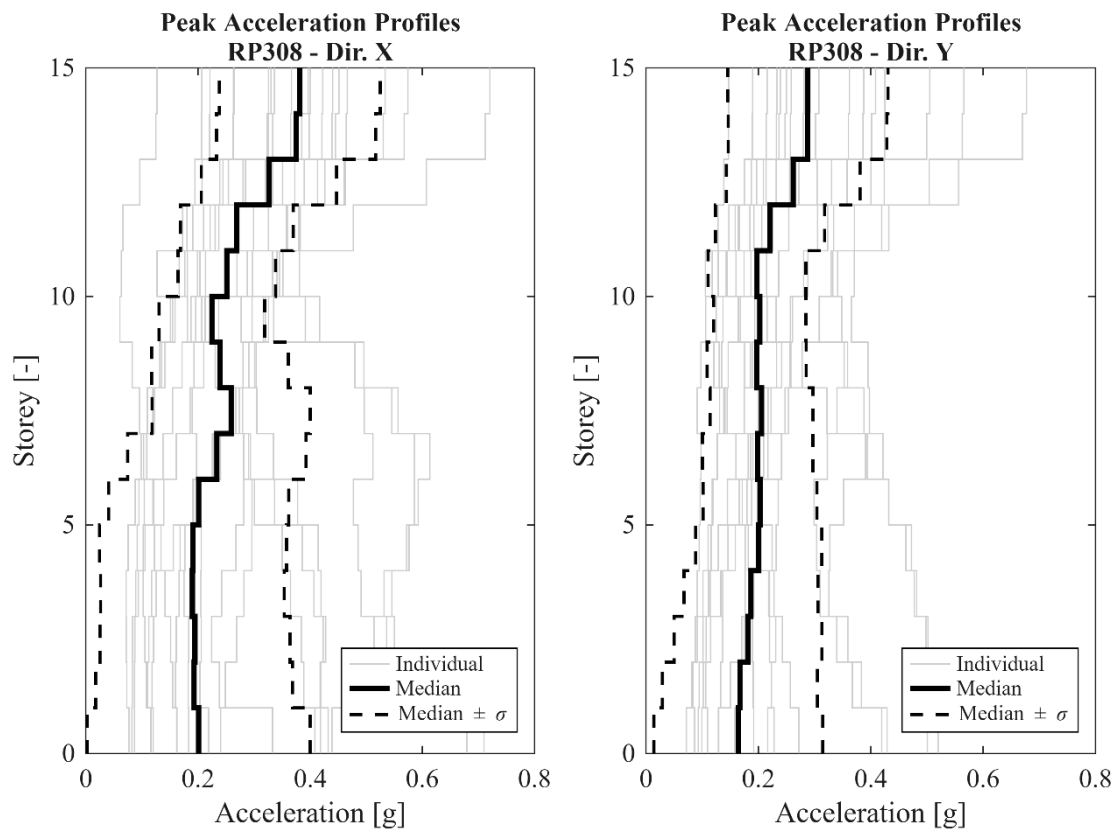


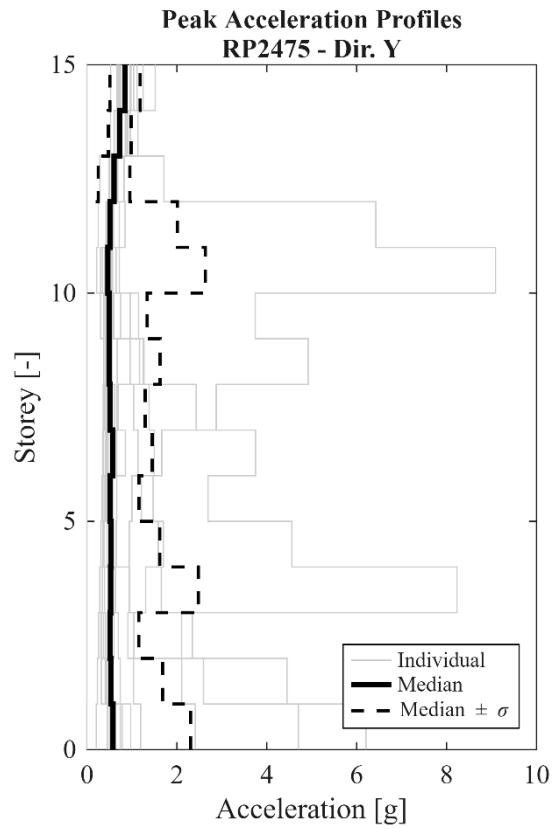
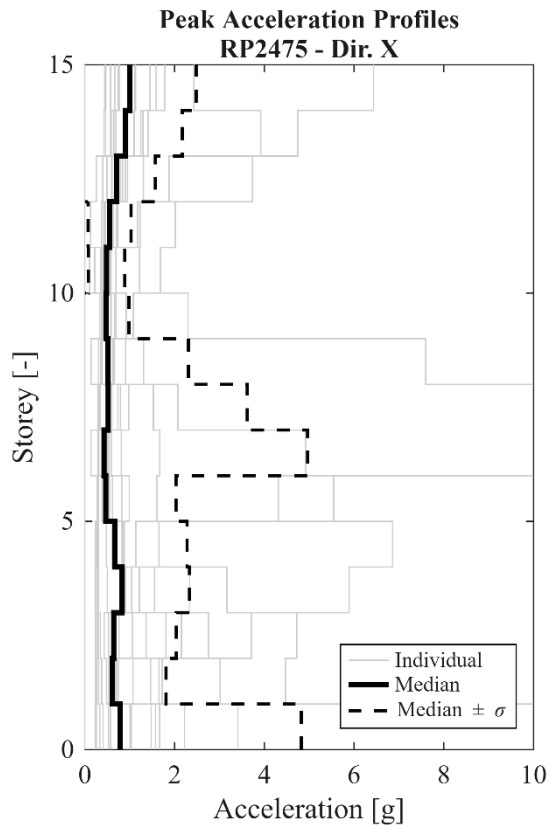
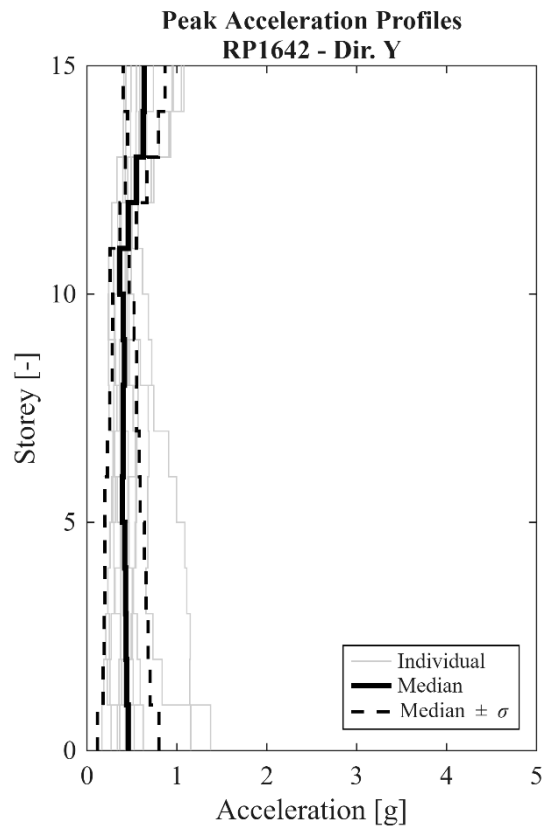
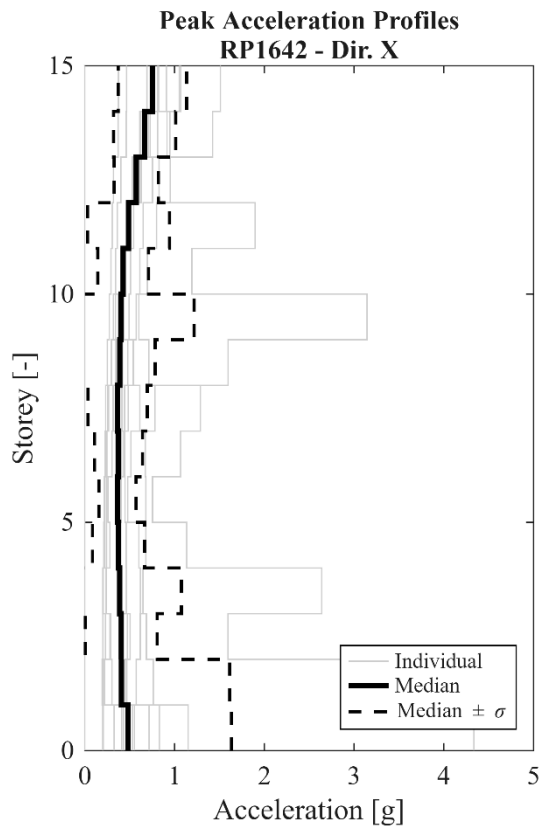


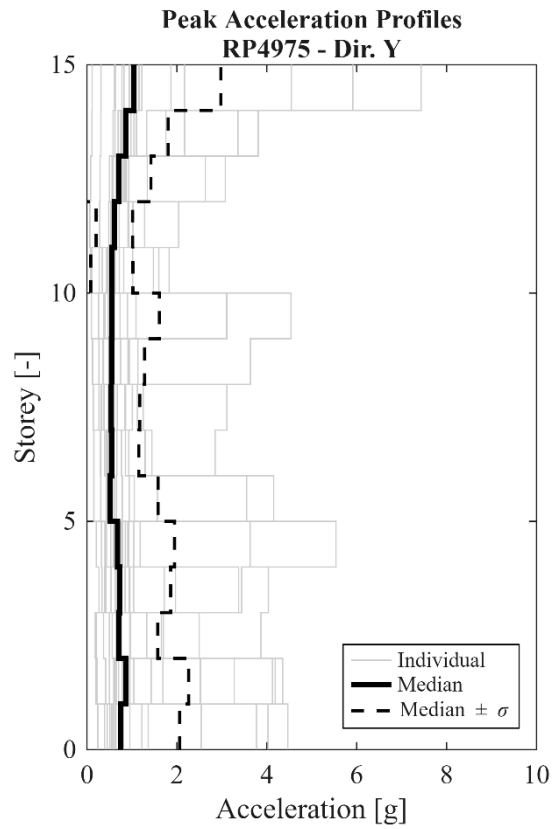
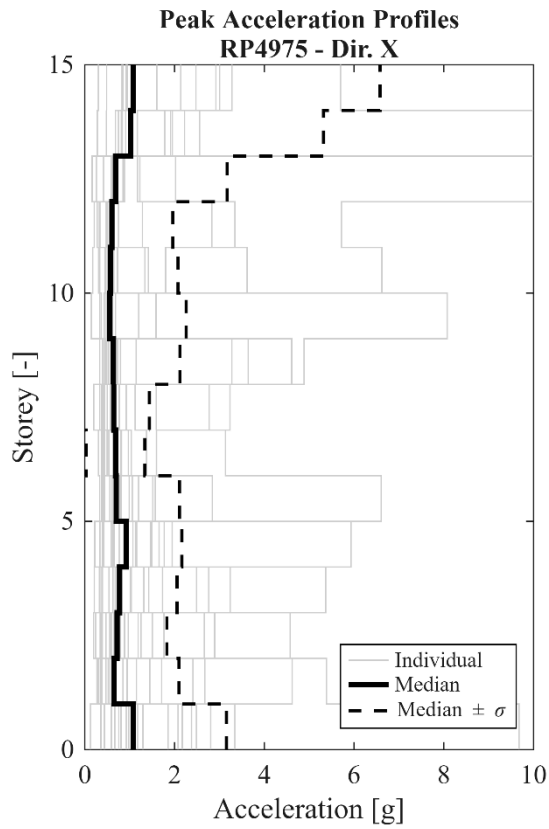
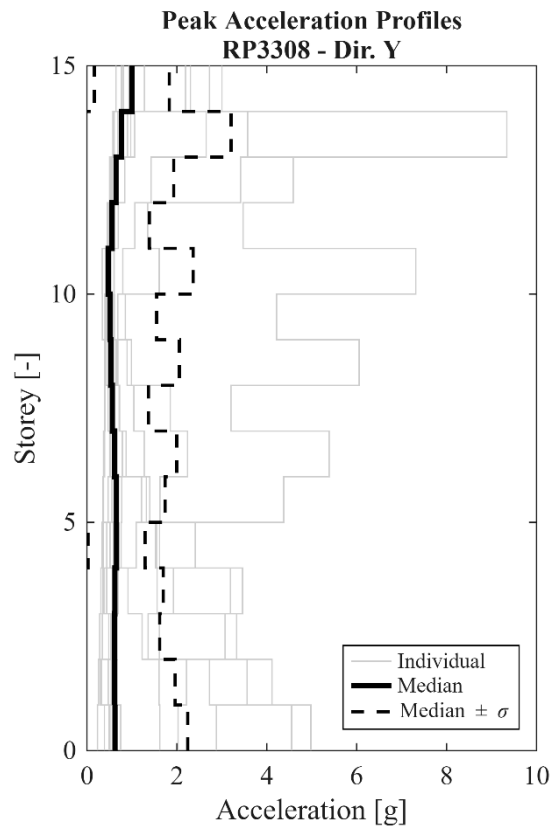
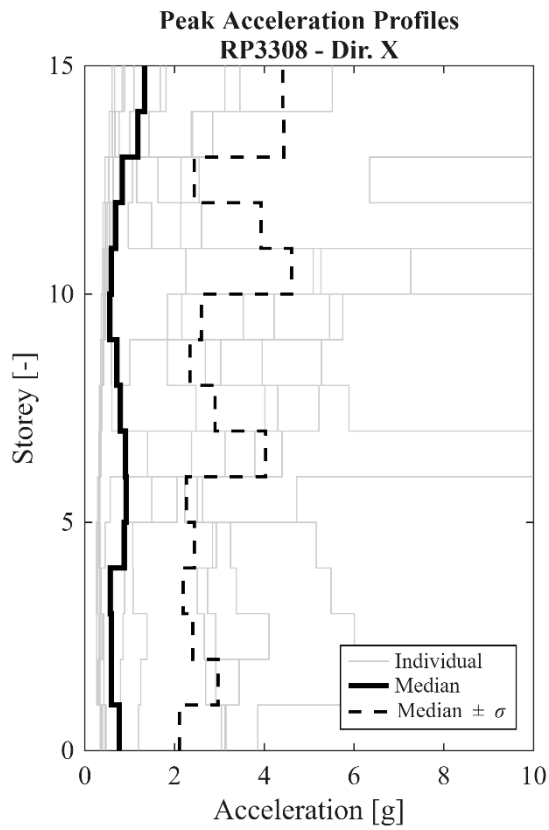


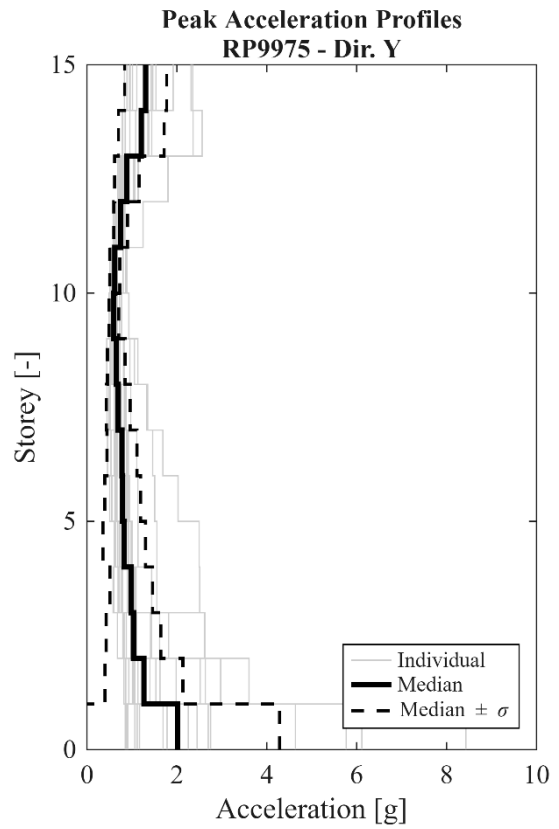
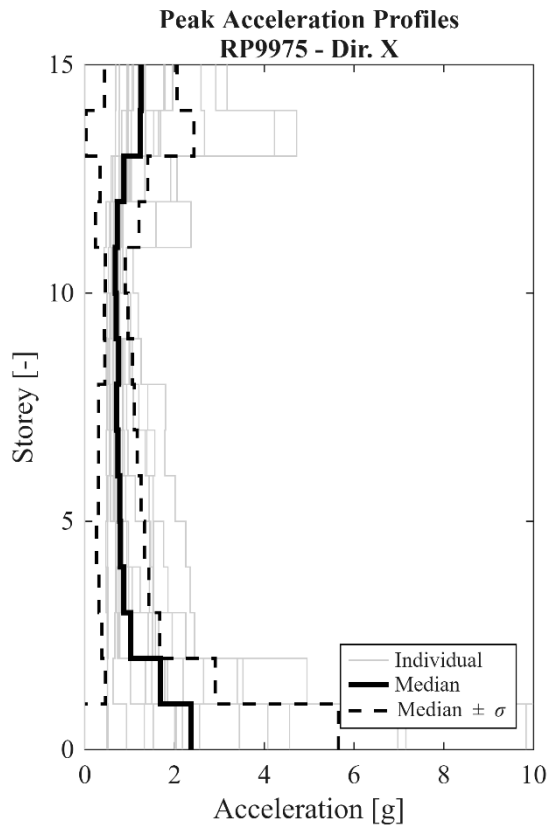
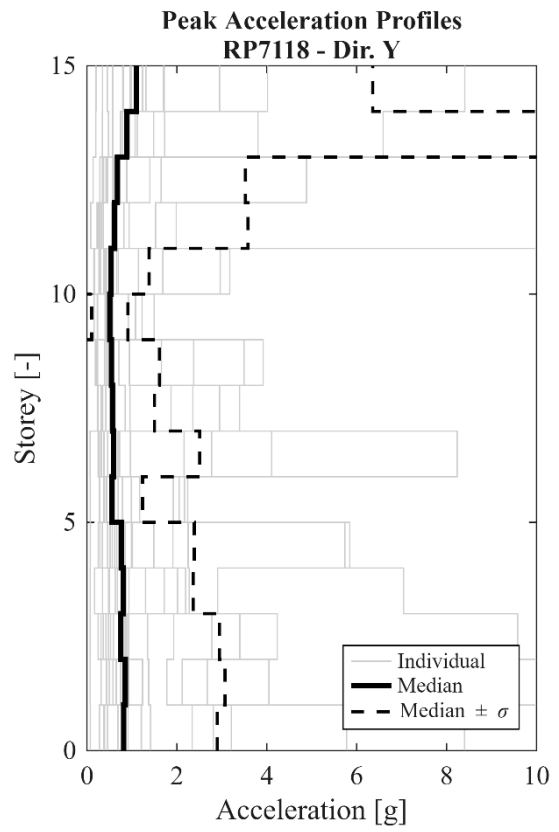
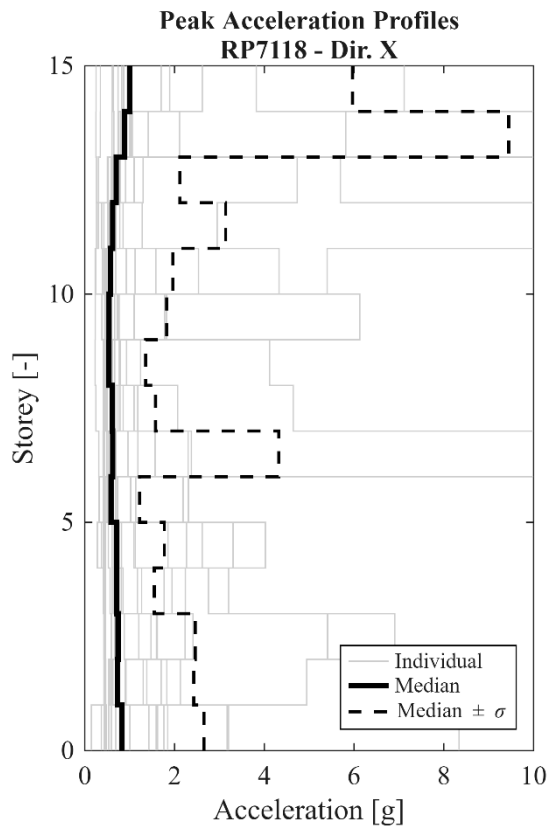


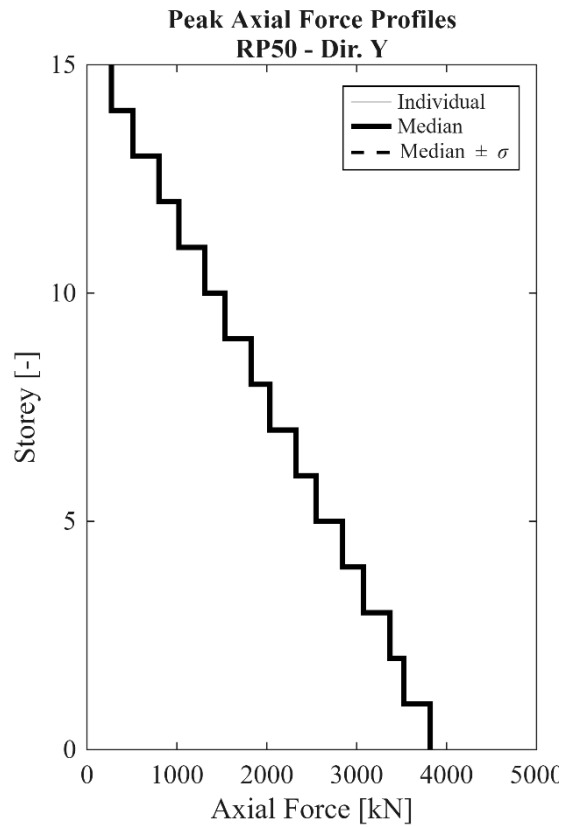
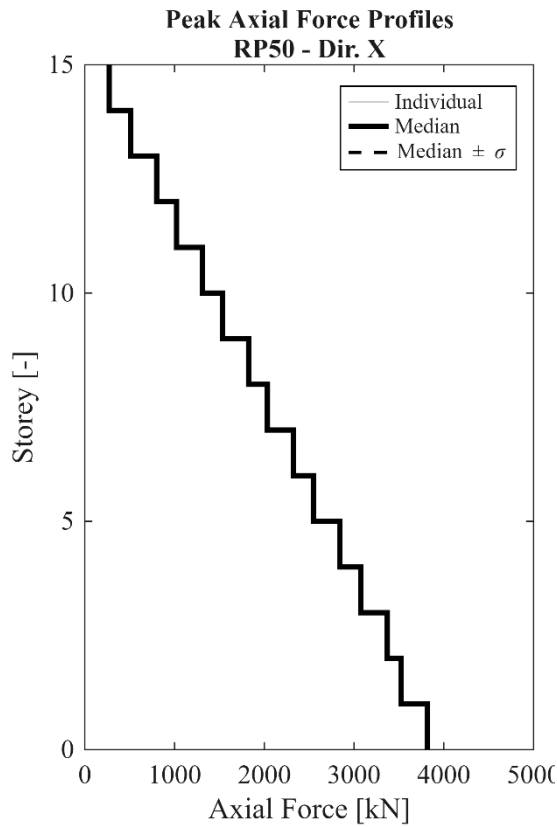
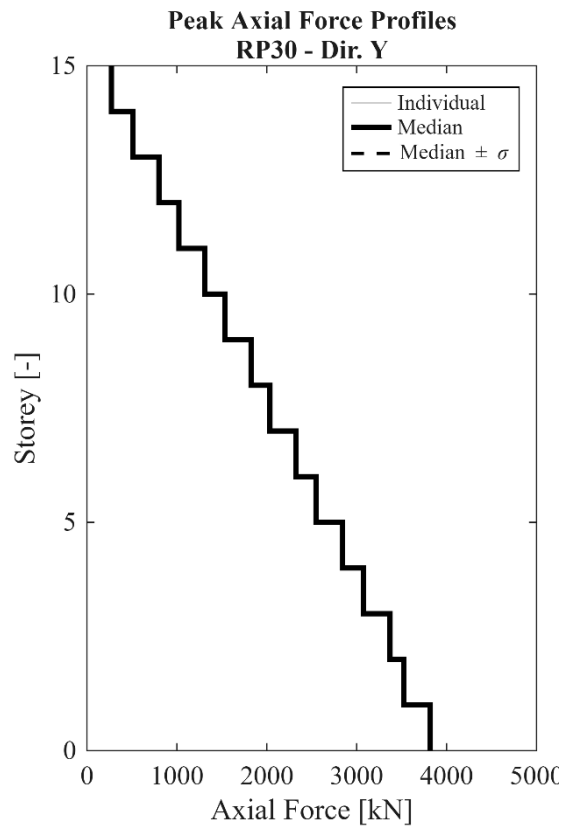
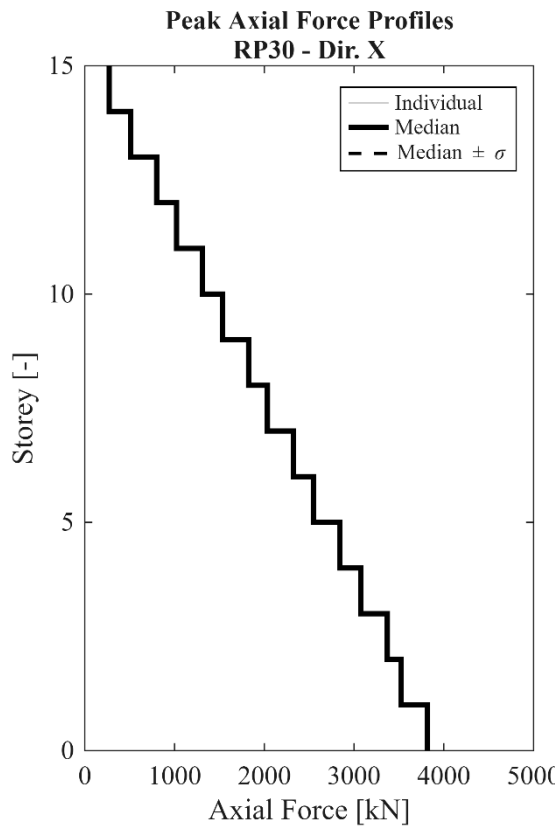


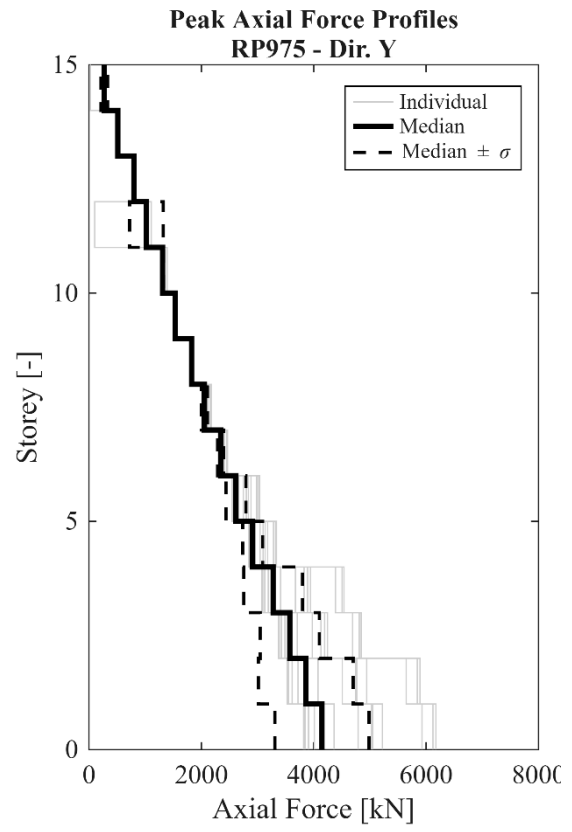
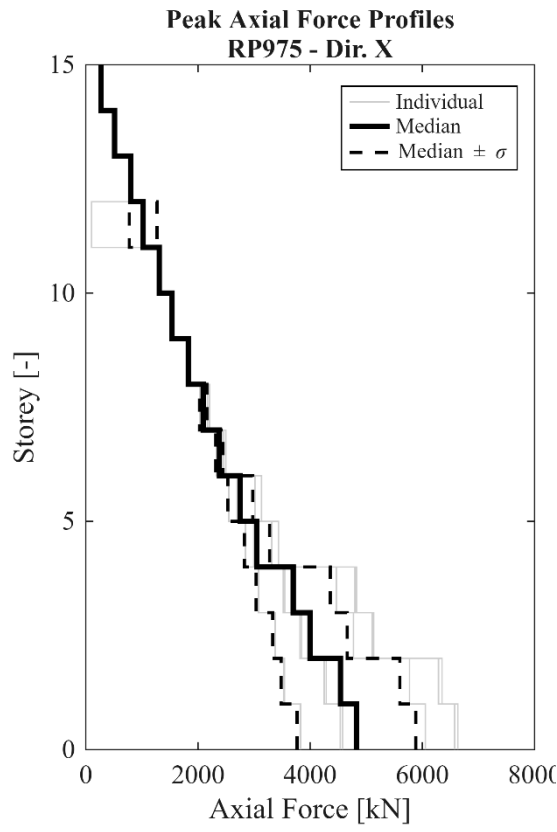
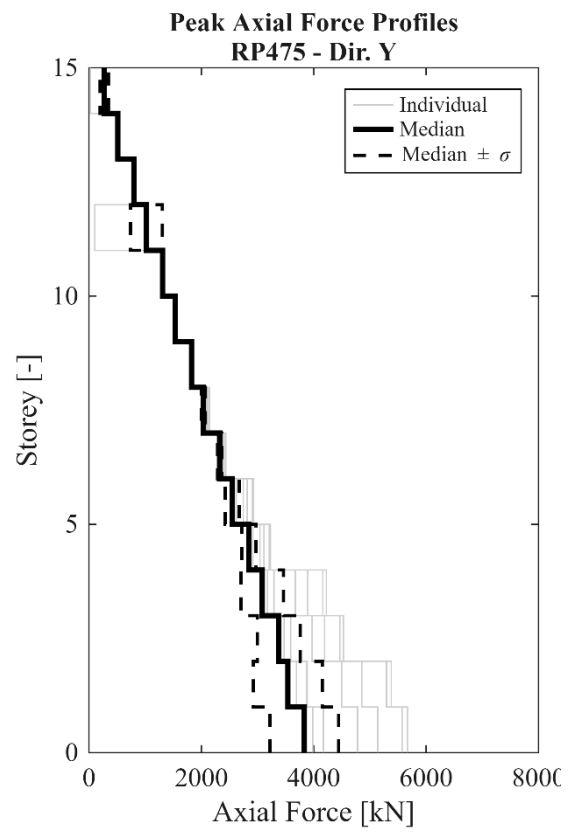
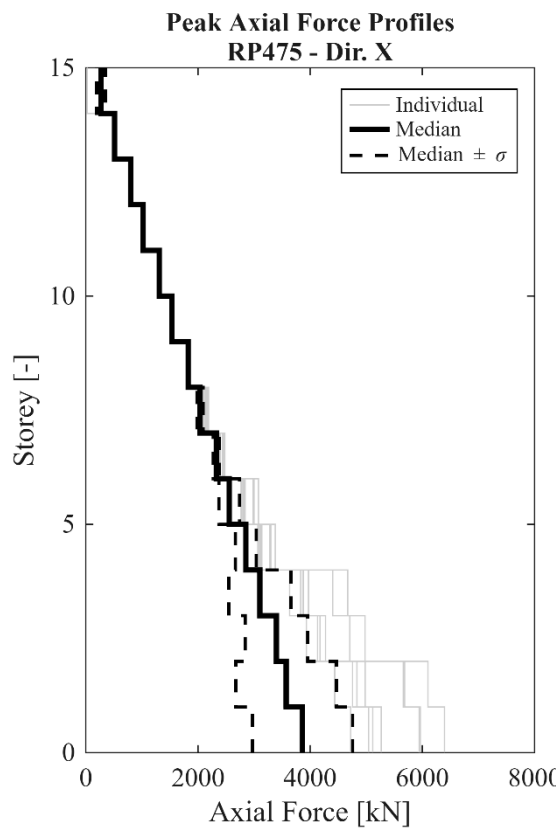


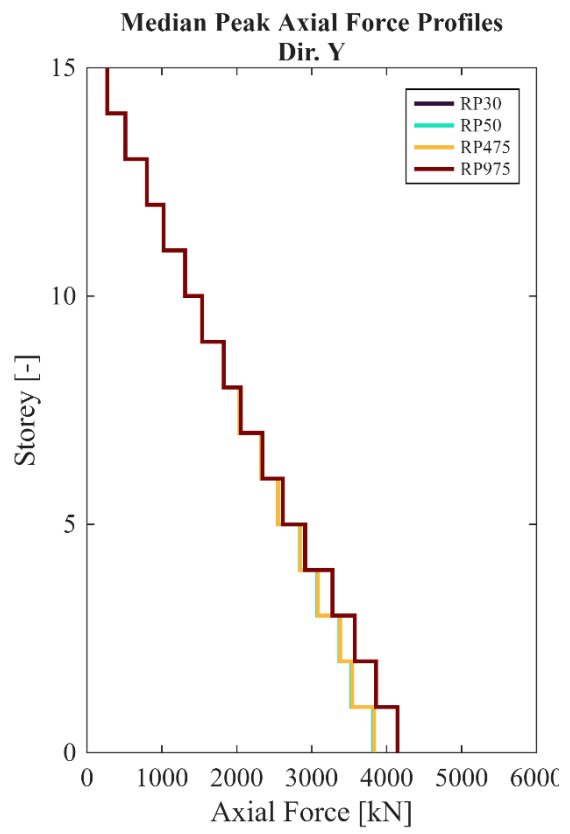
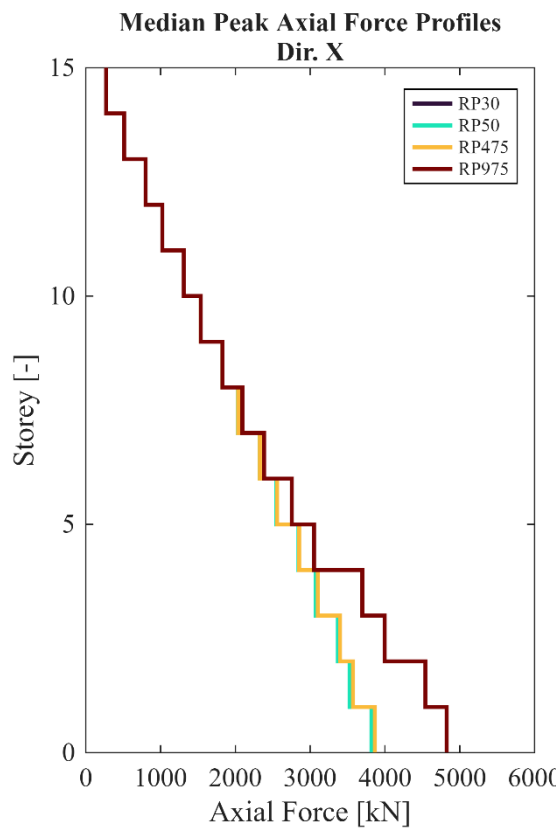




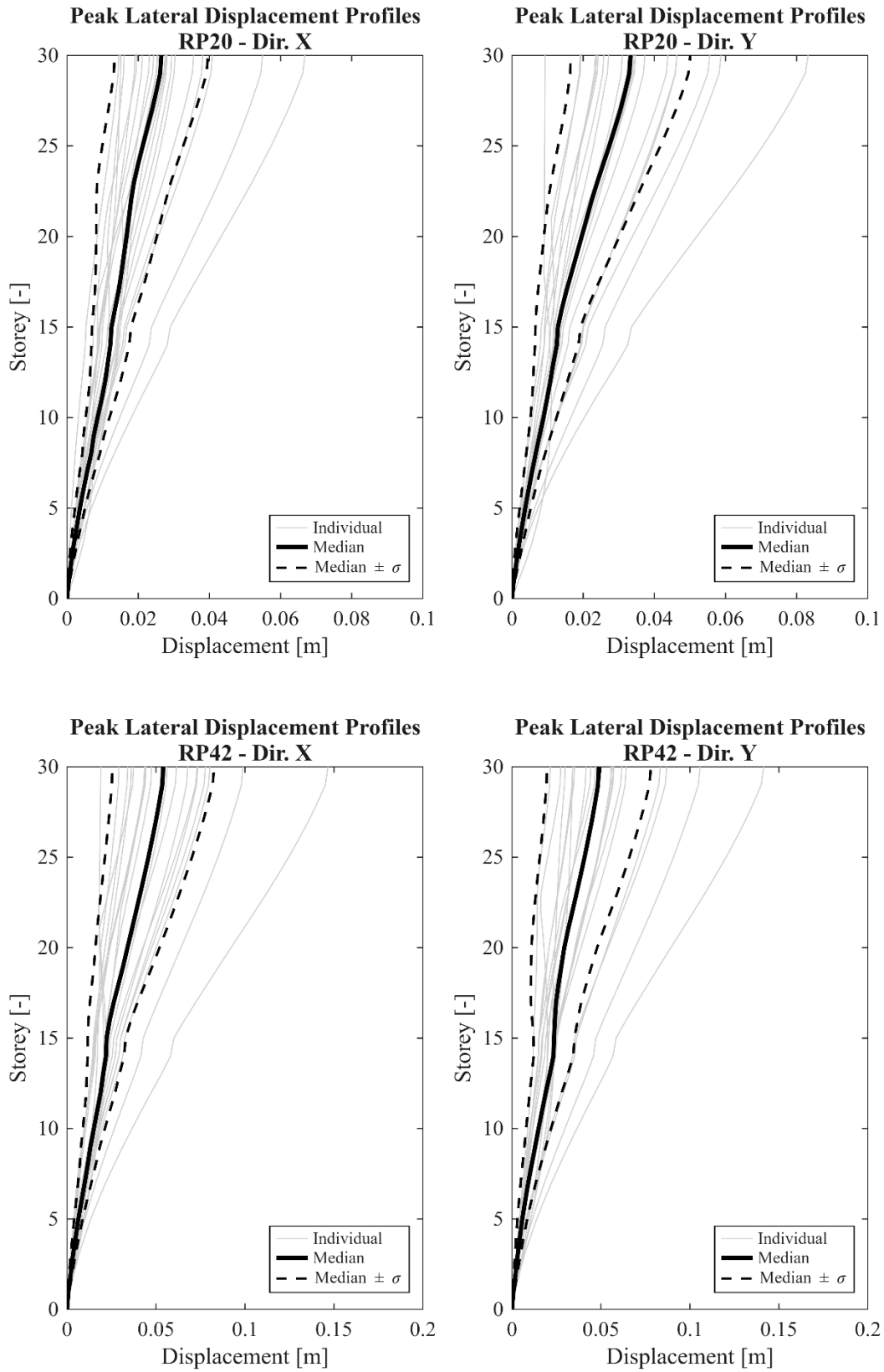


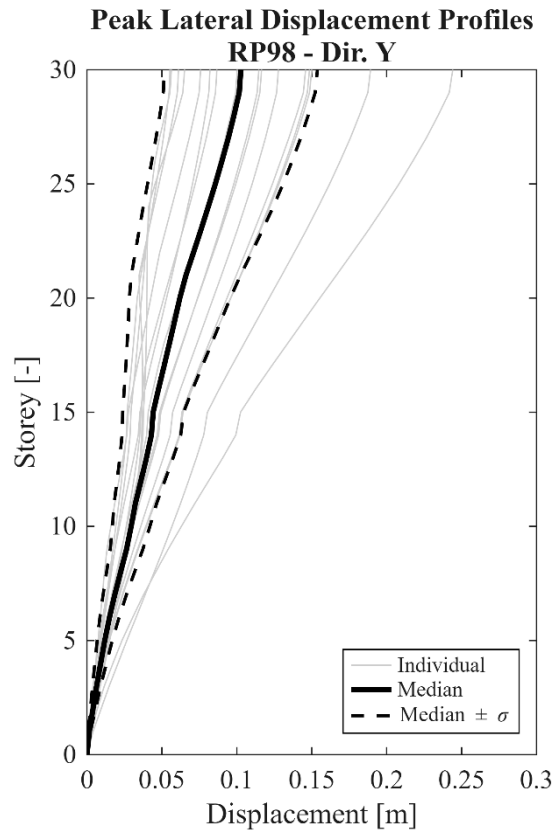
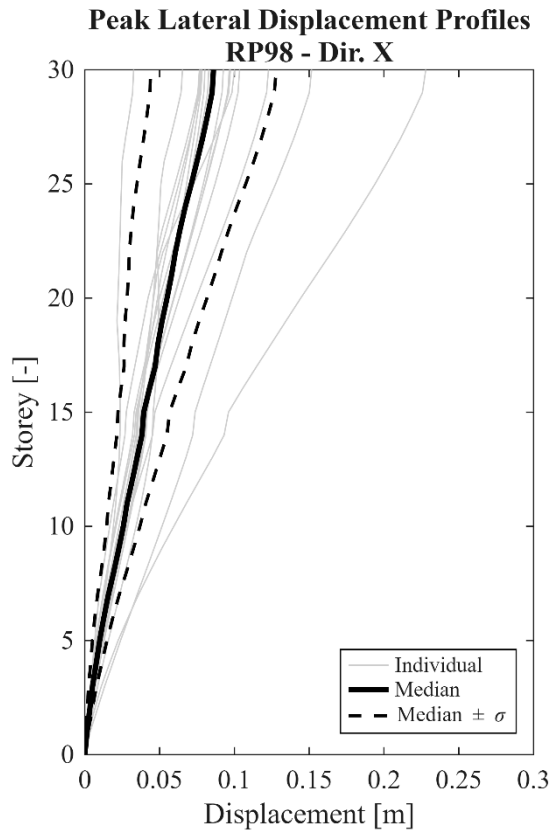
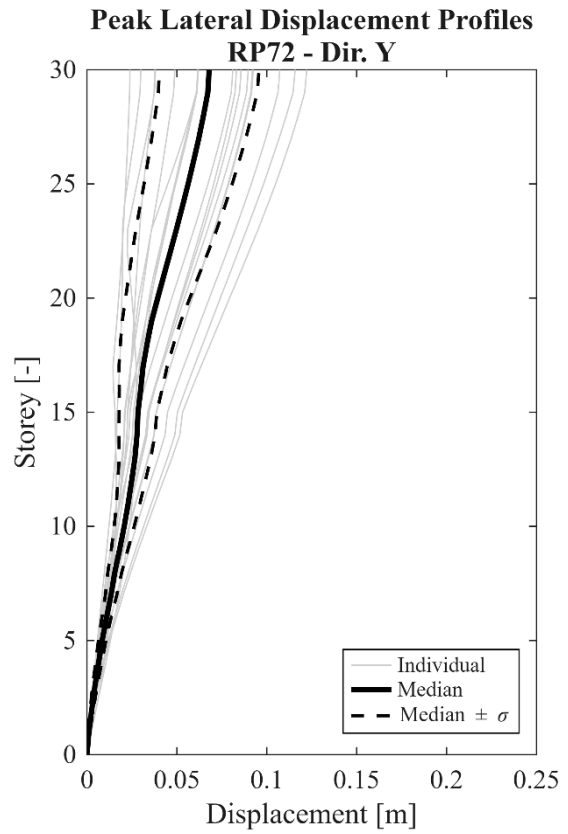
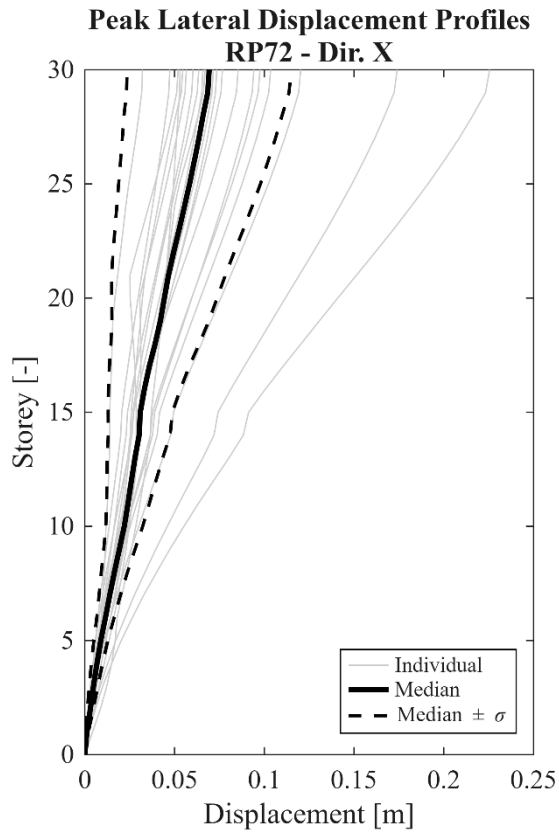


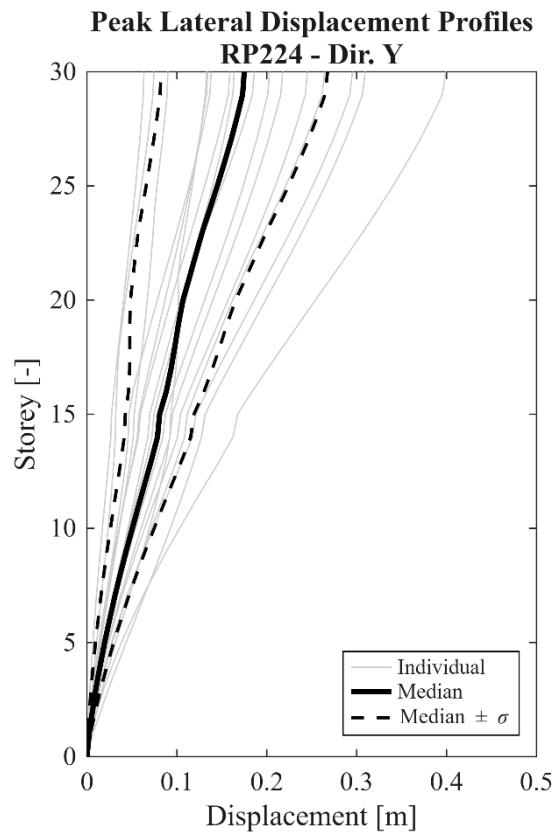
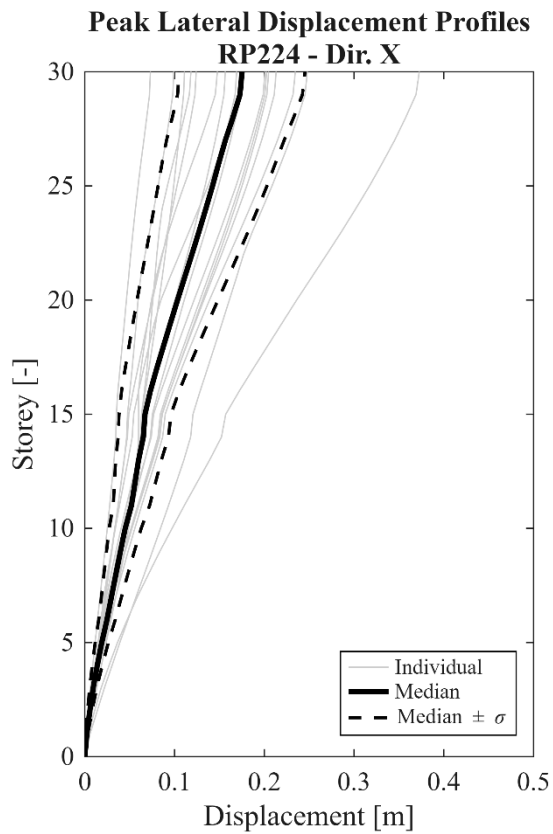
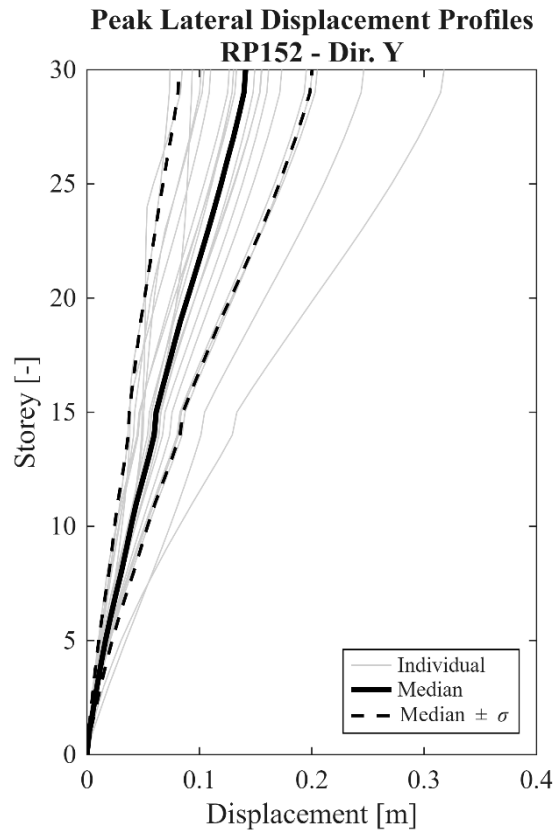
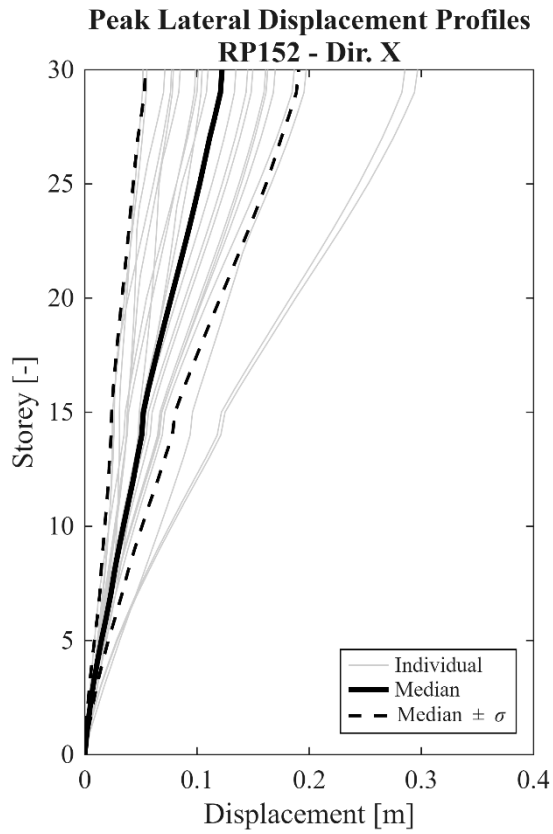


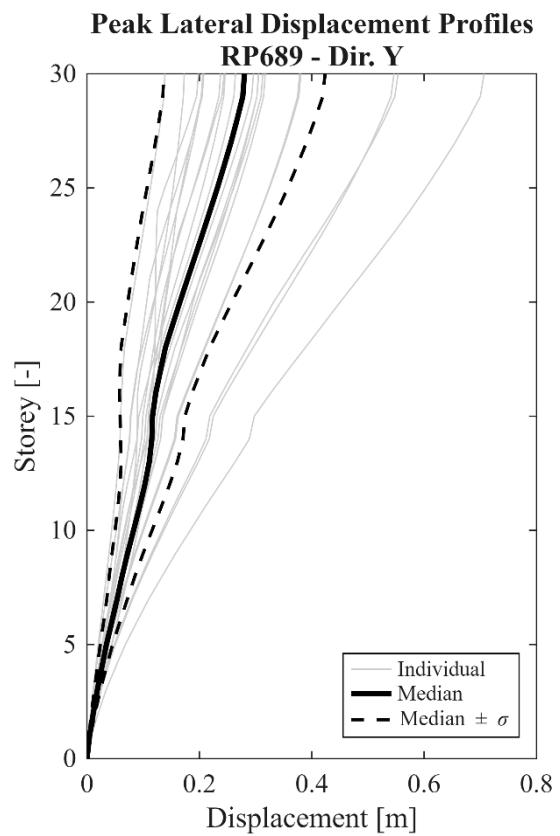
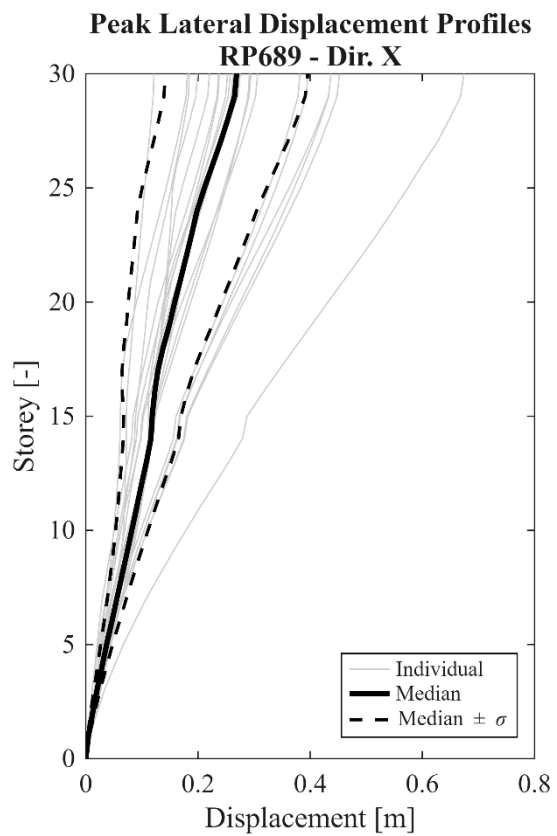
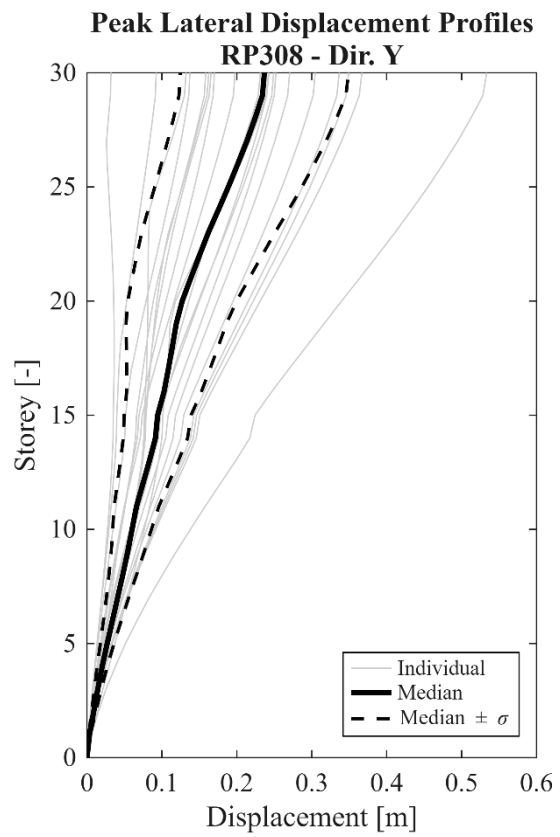
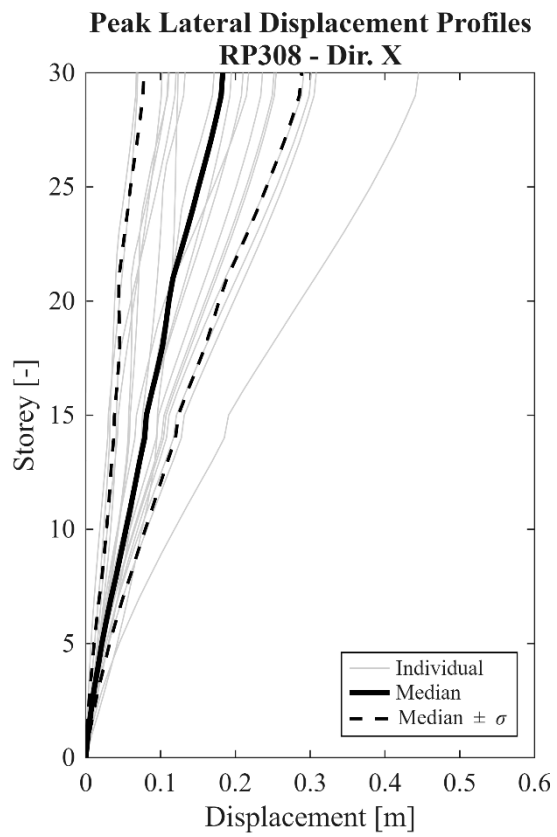


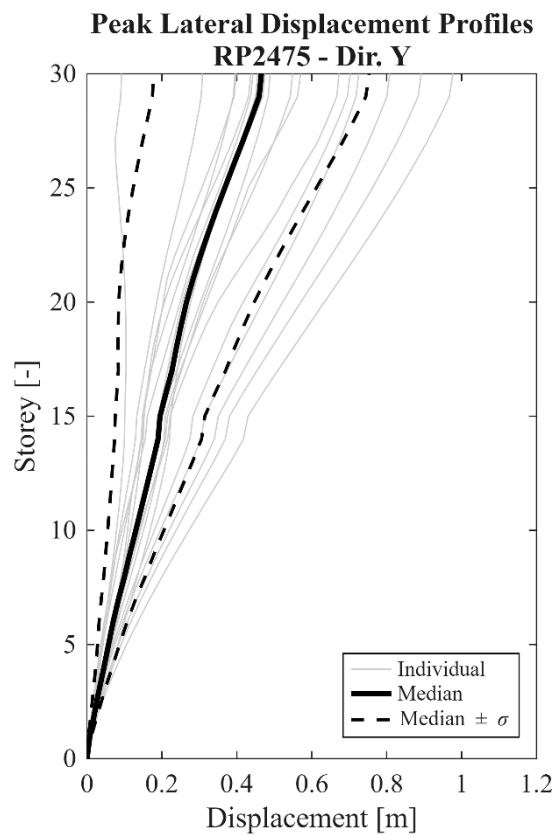
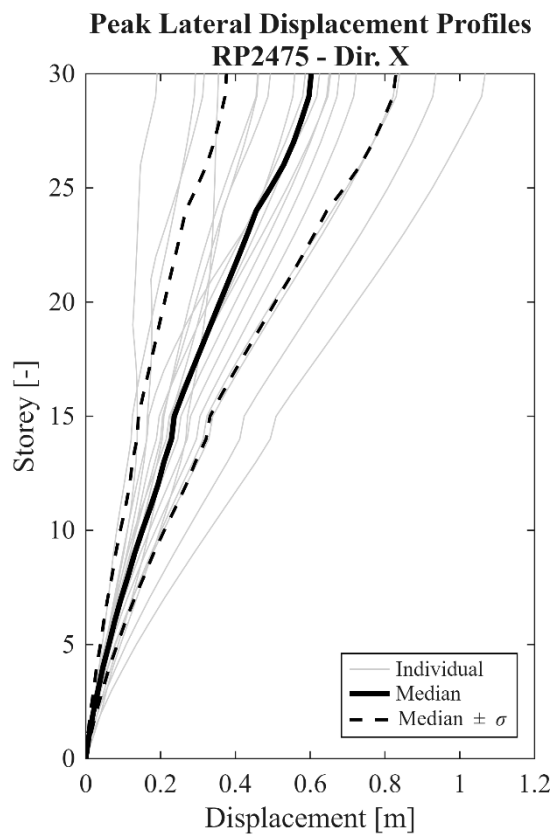
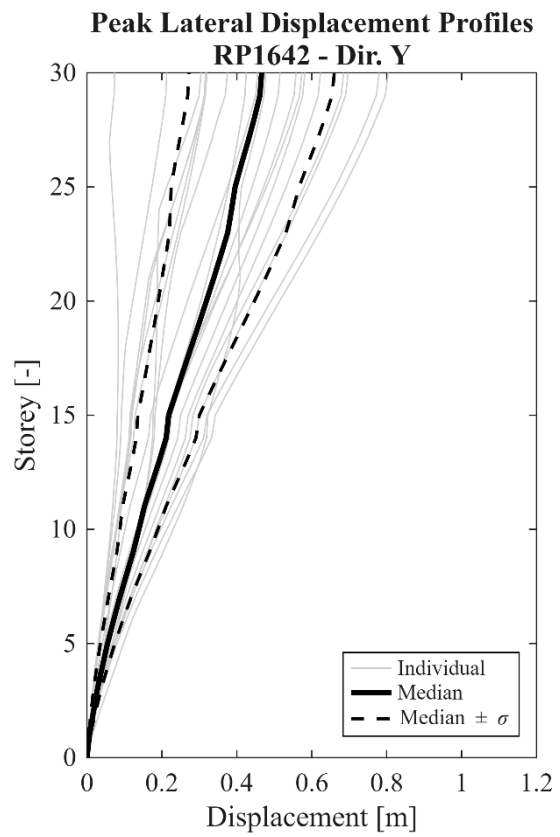
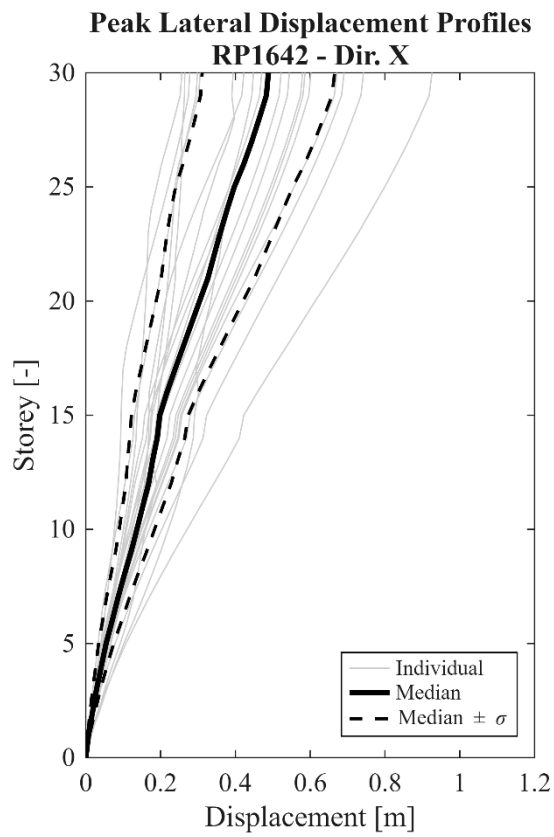
7.2. Edificio 2 (30 piani, 120 m)

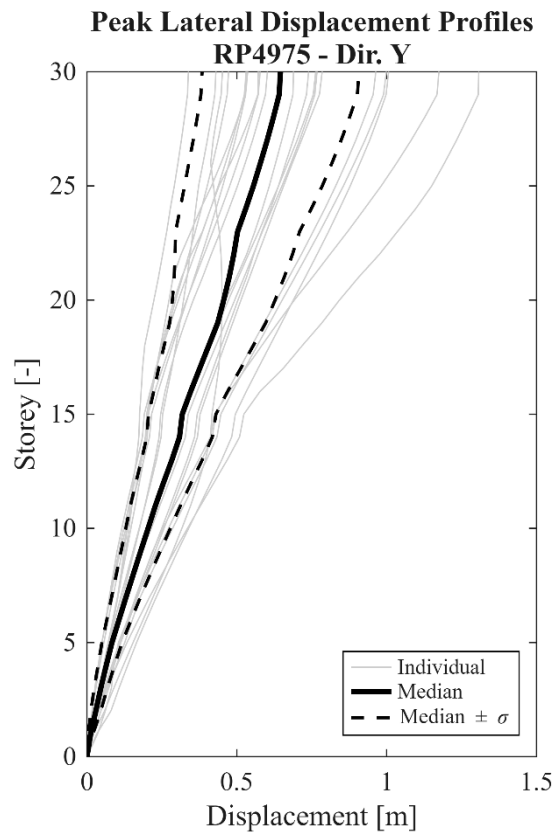
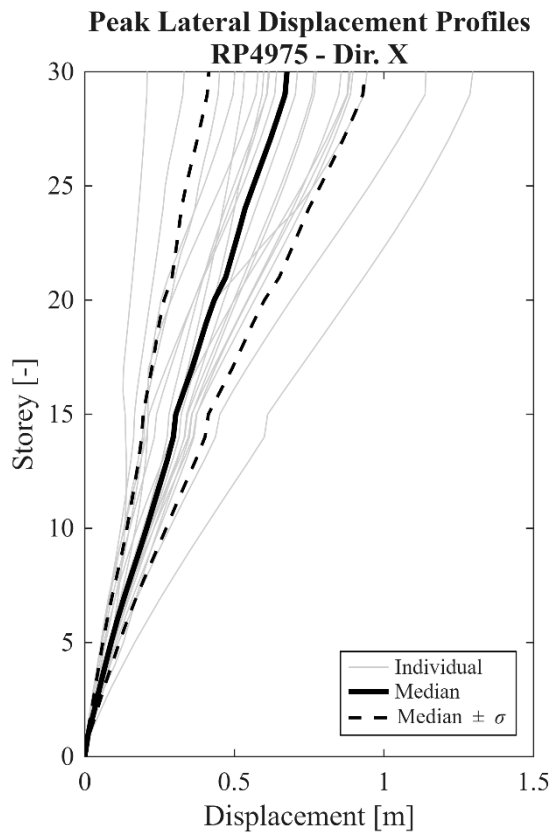
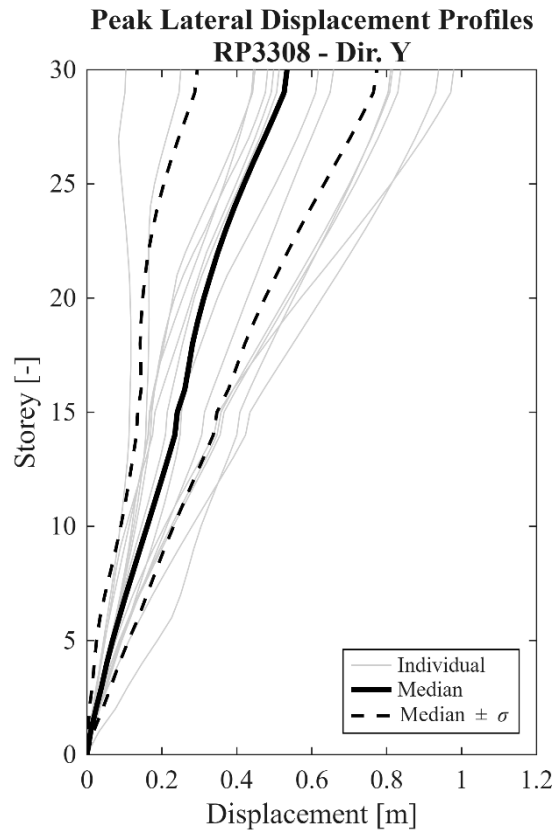
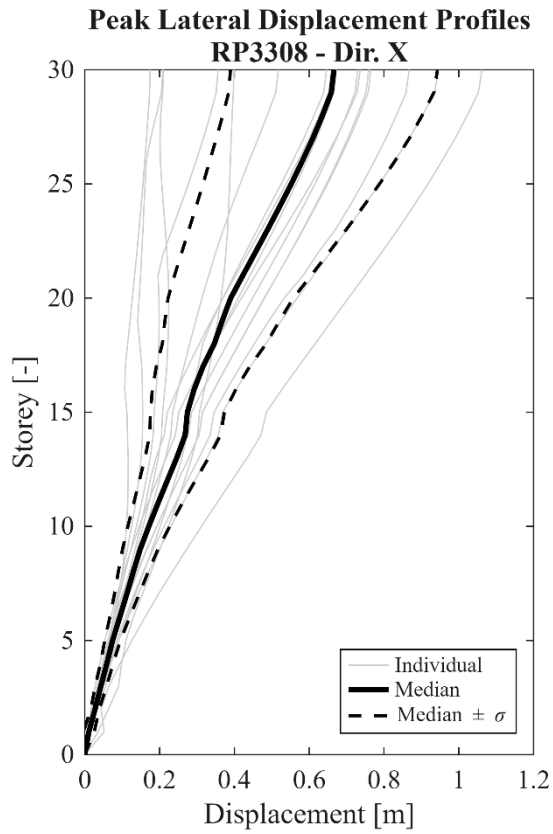


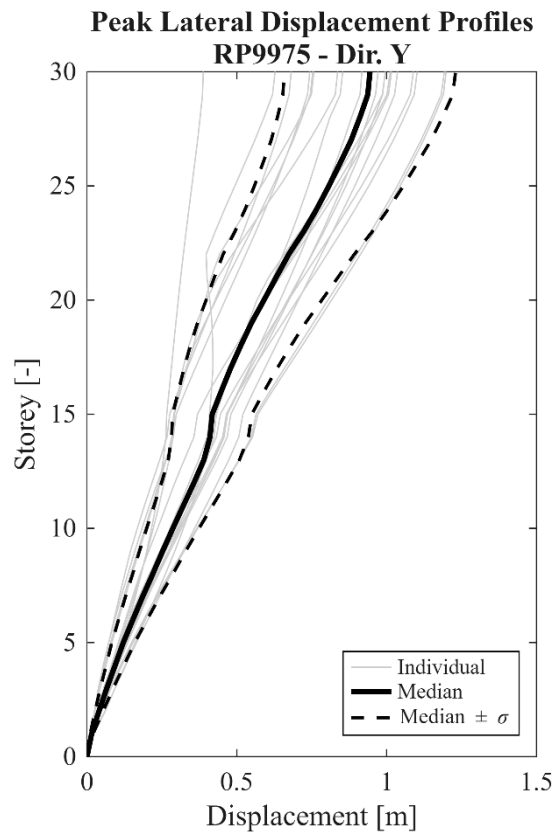
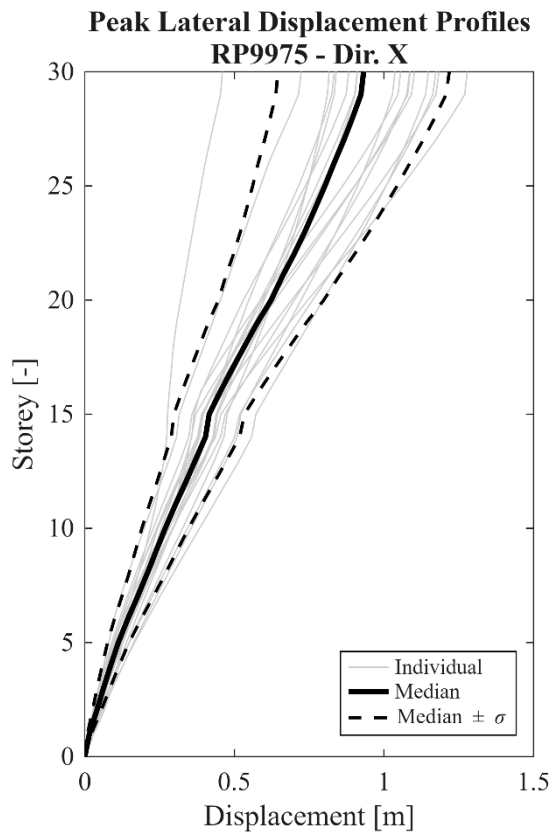
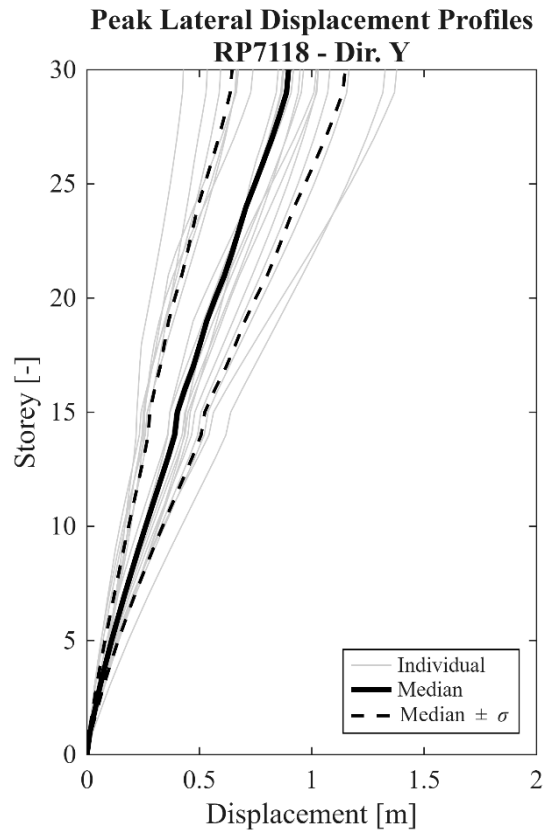
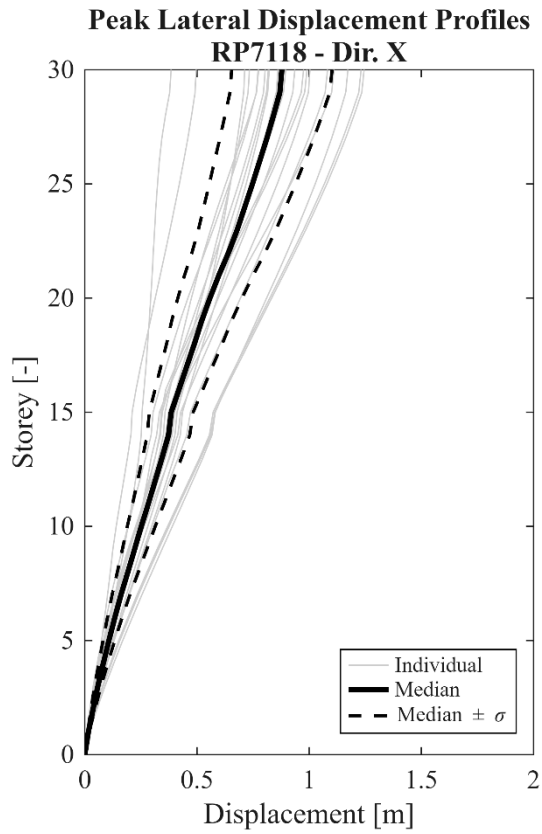


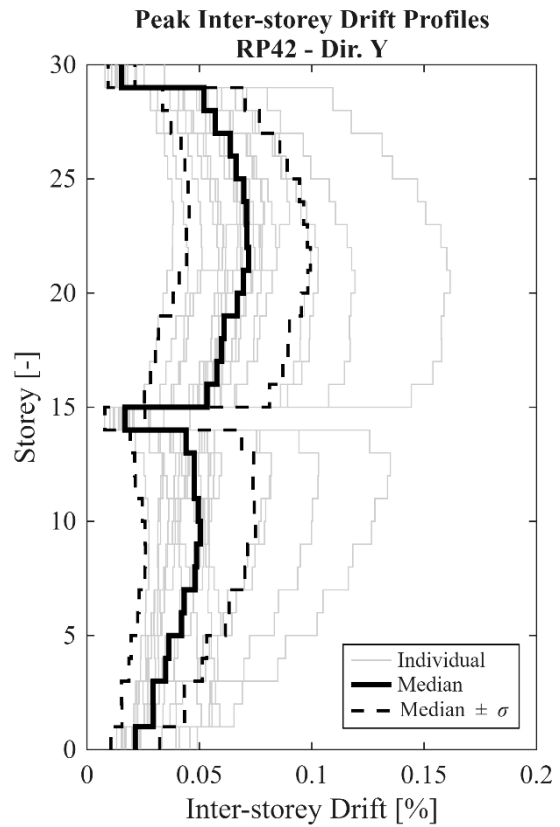
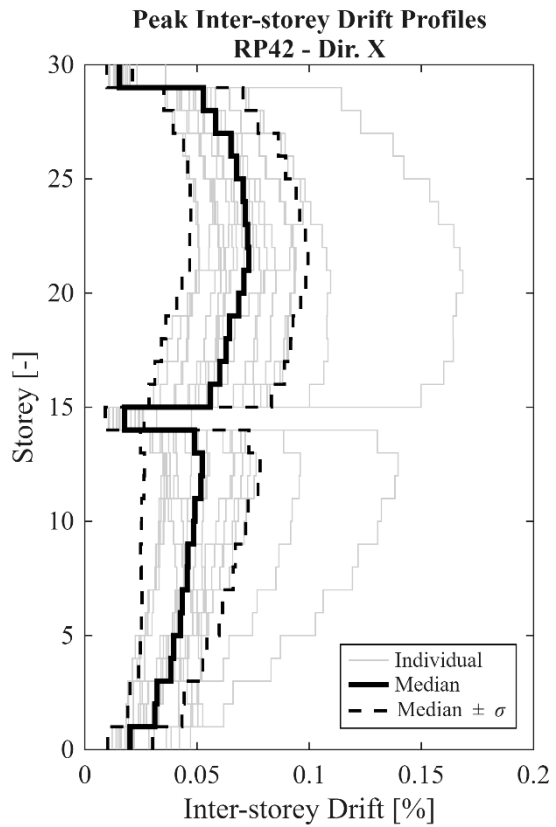
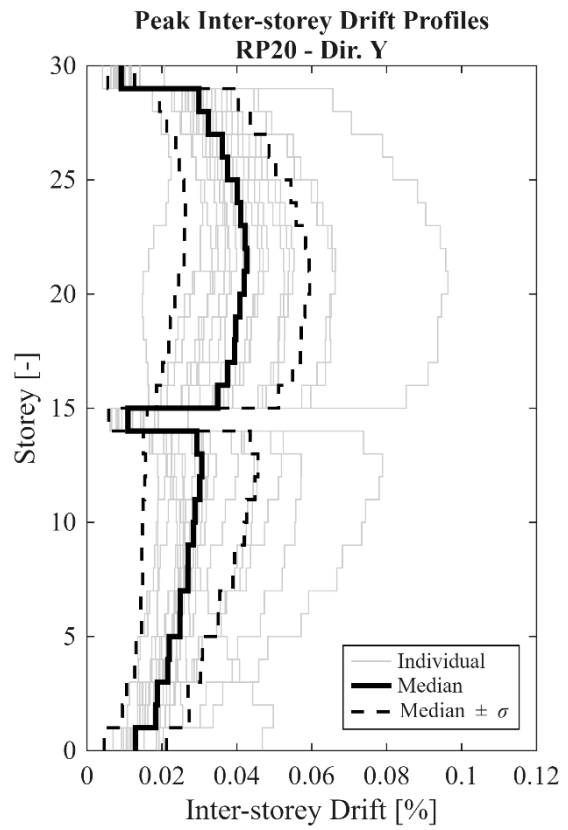
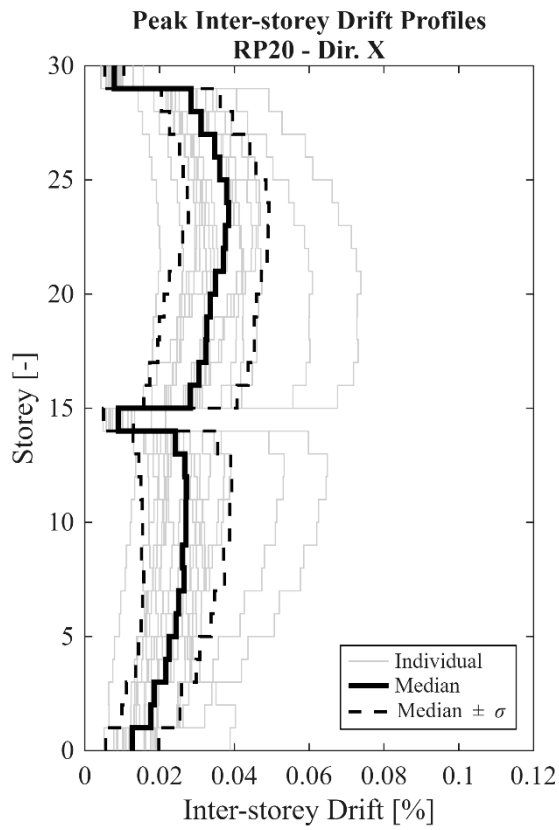


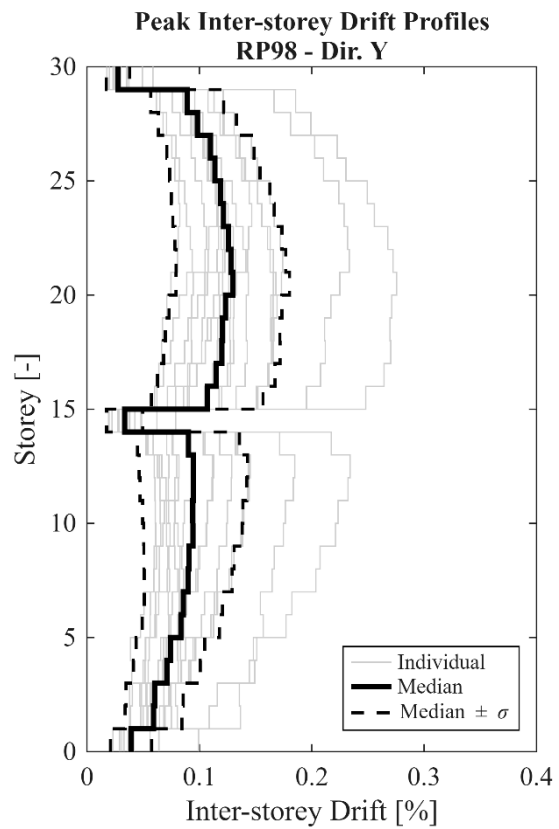
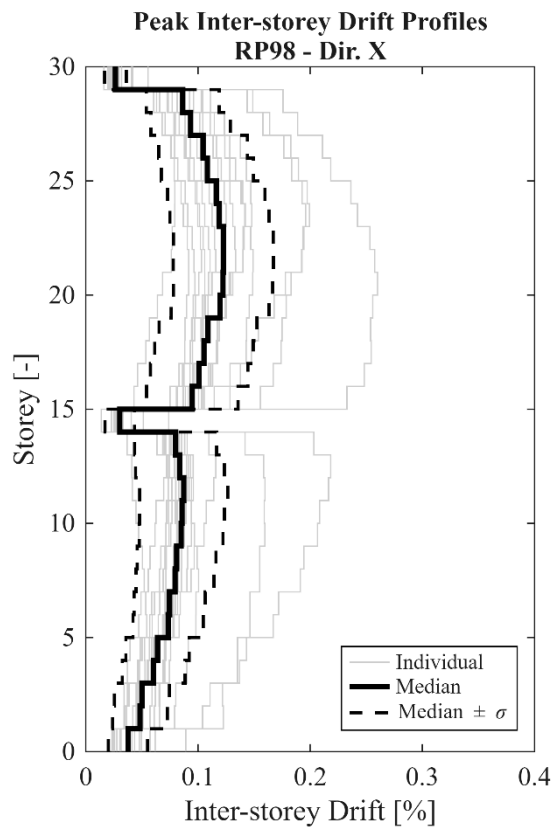
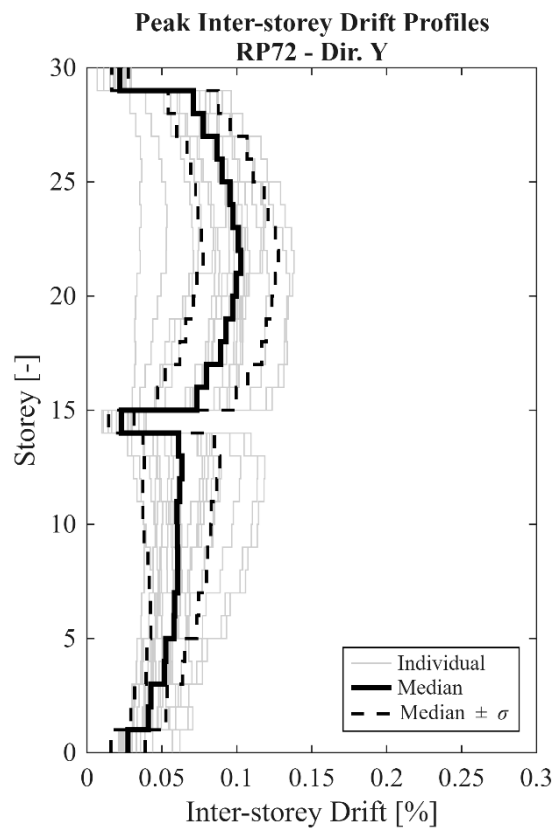
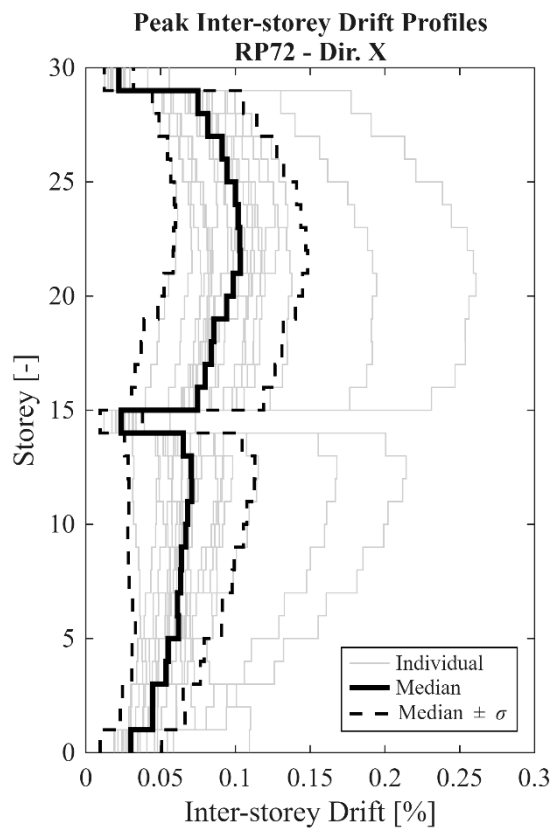


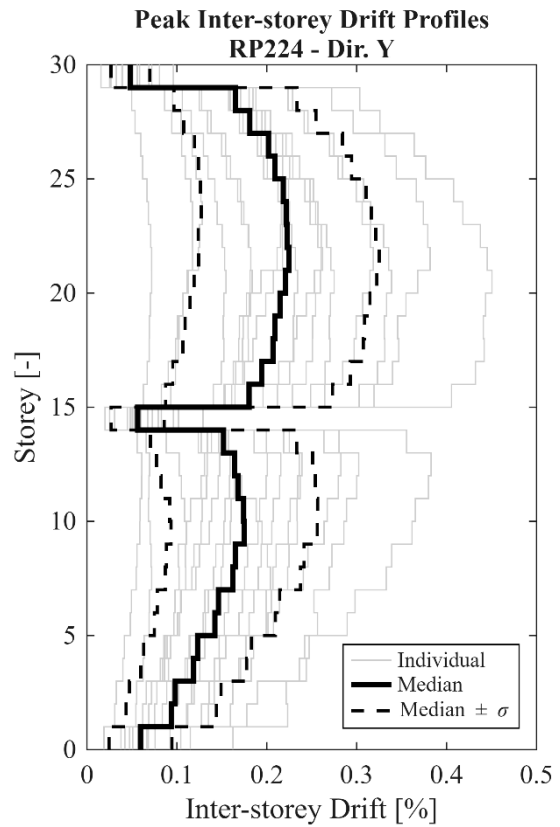
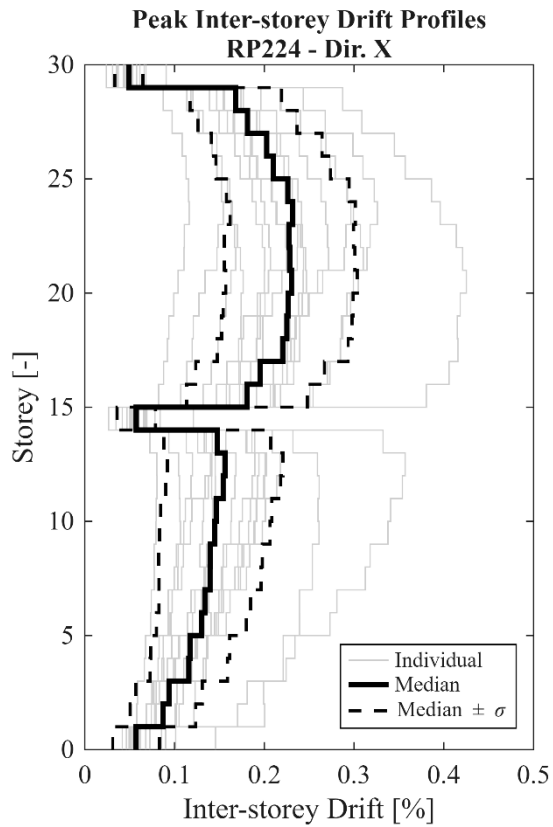
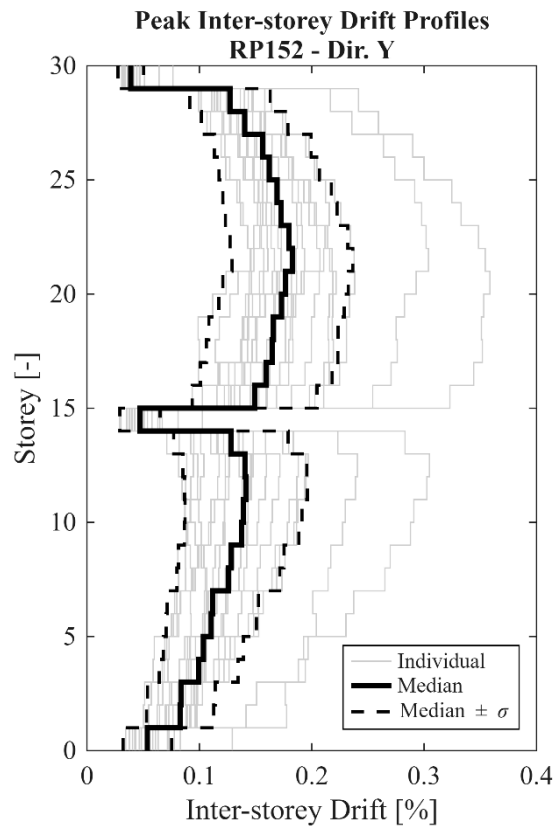
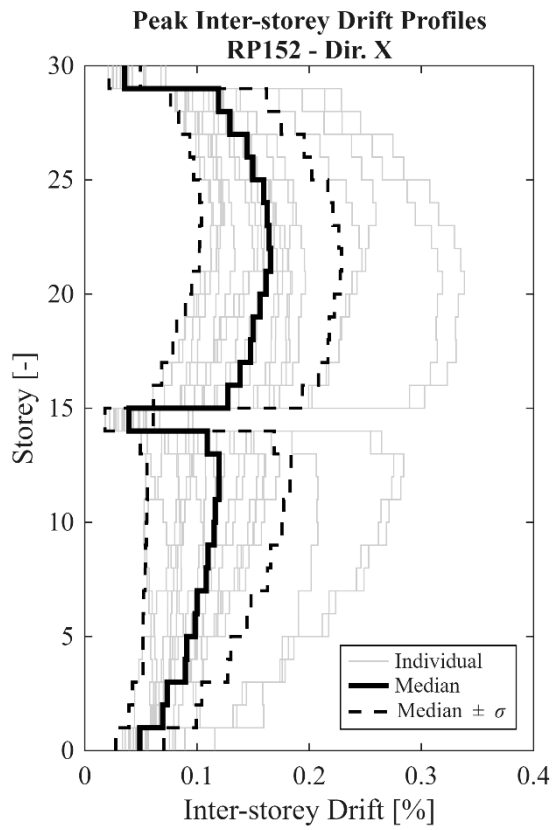


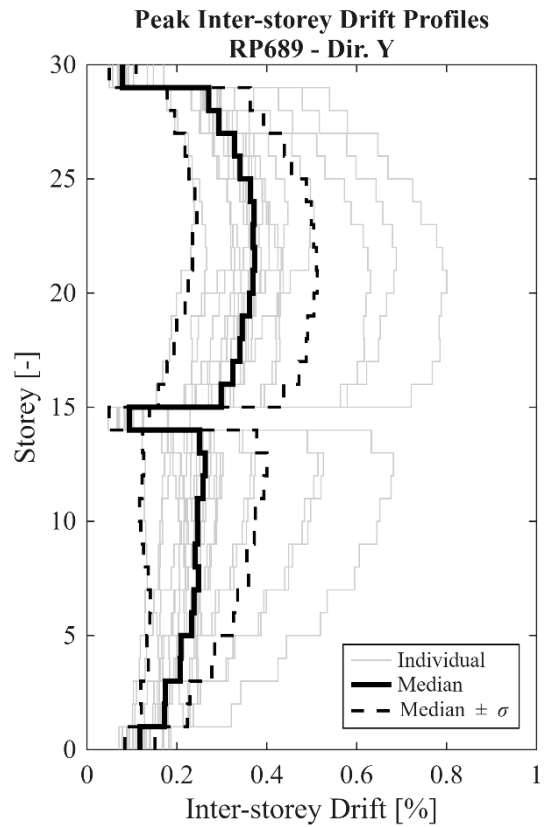
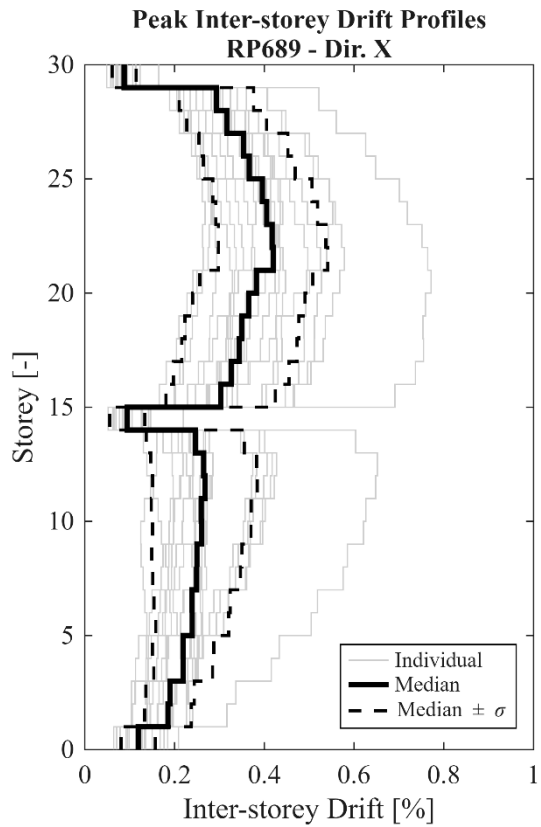
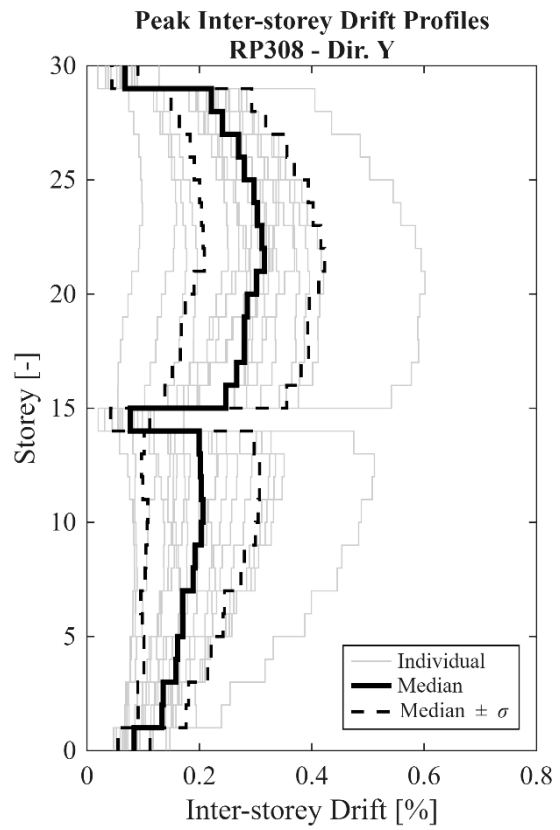
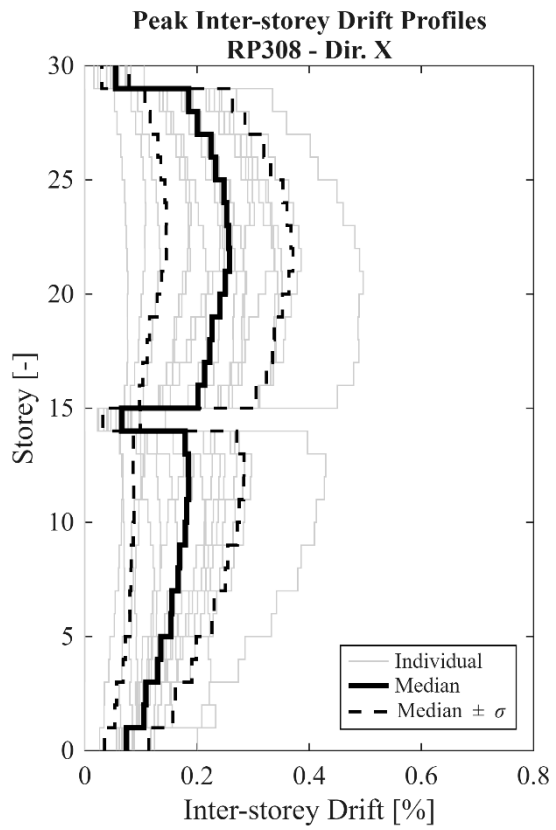


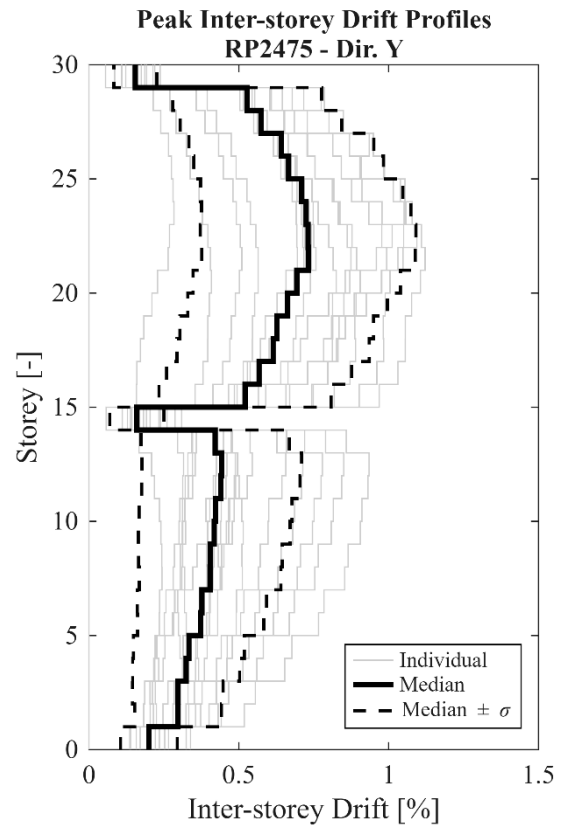
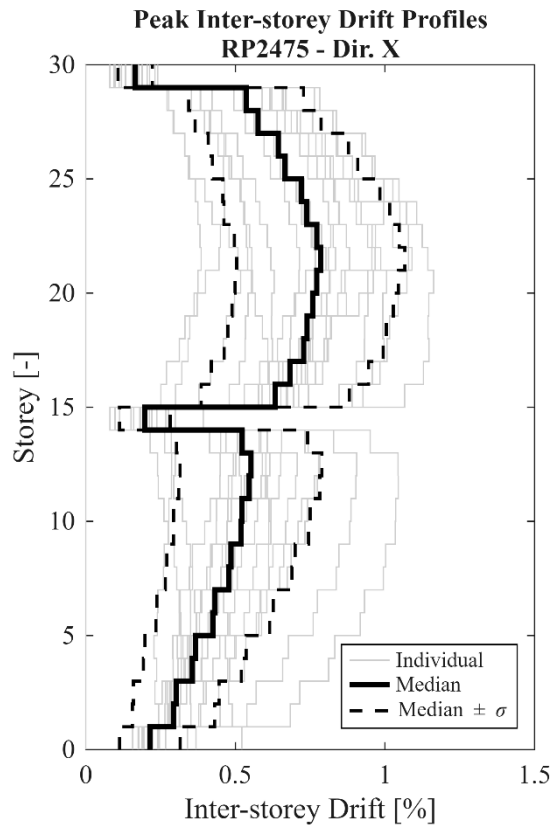
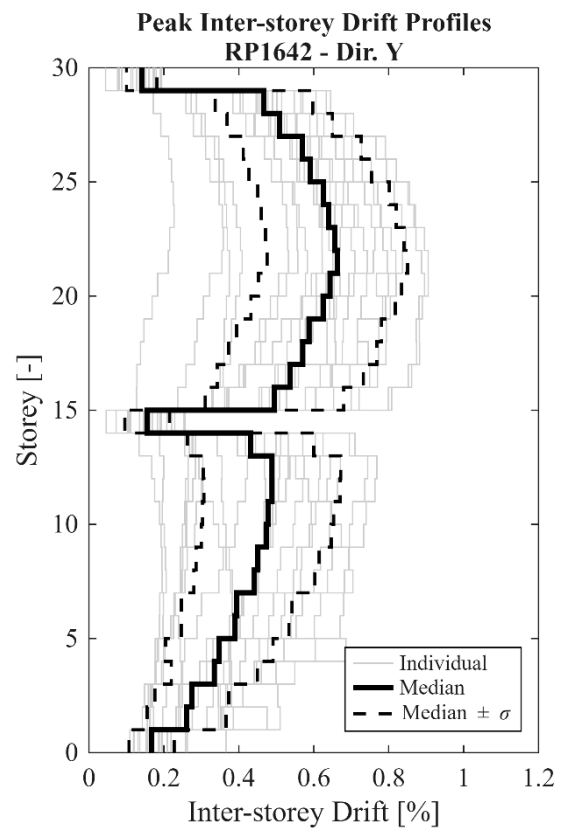
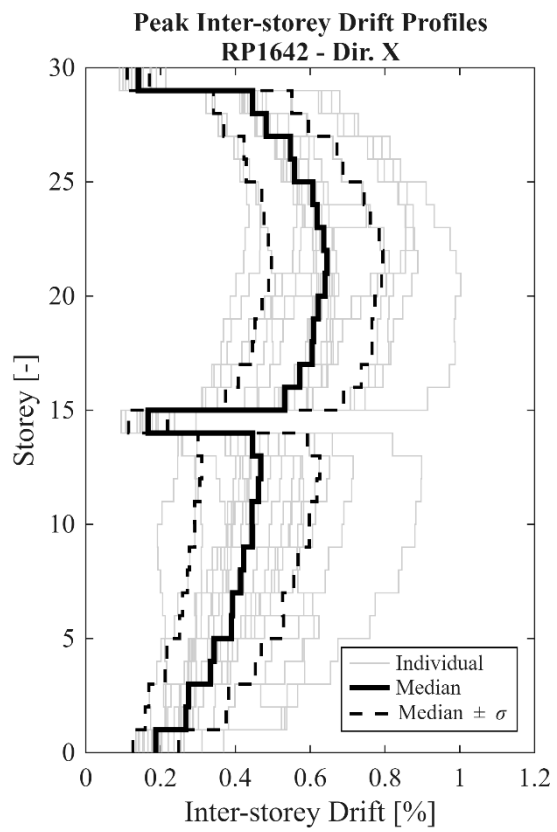


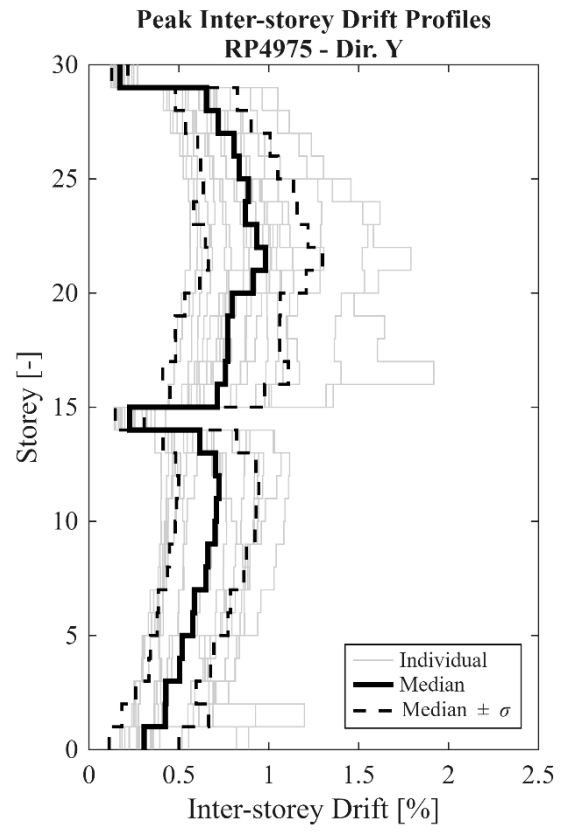
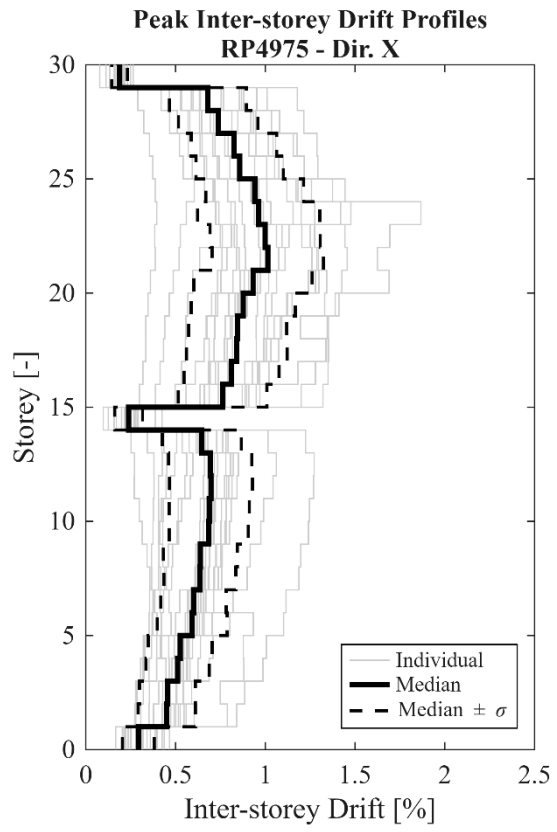
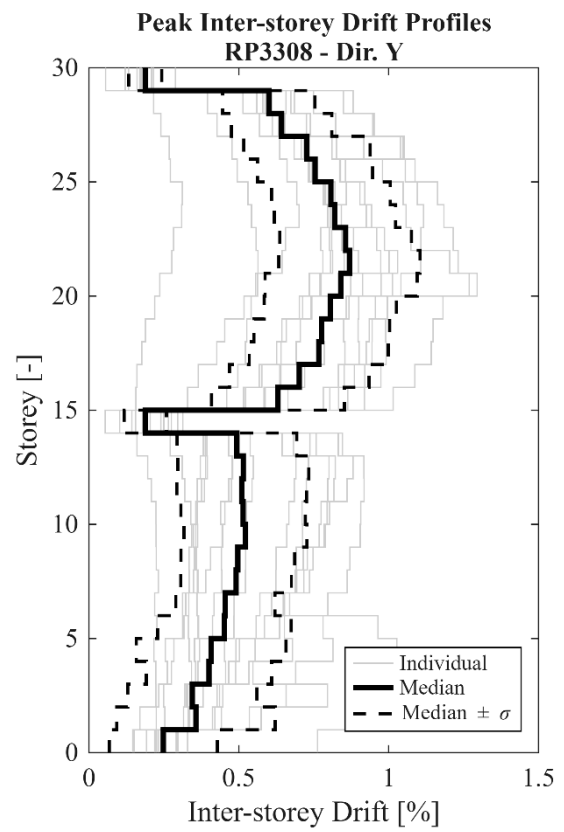
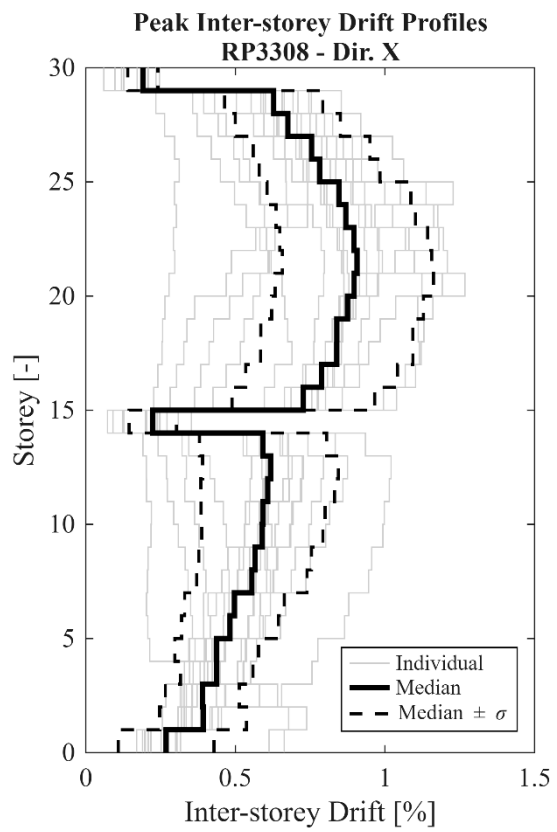


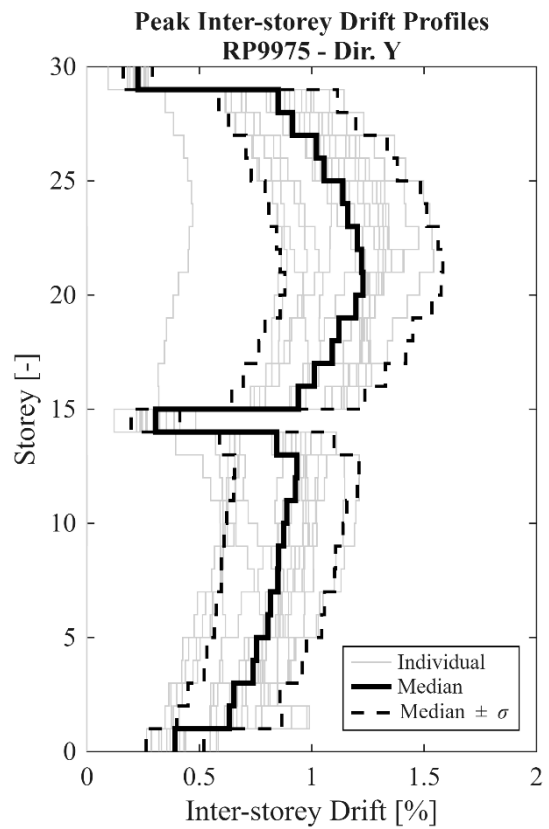
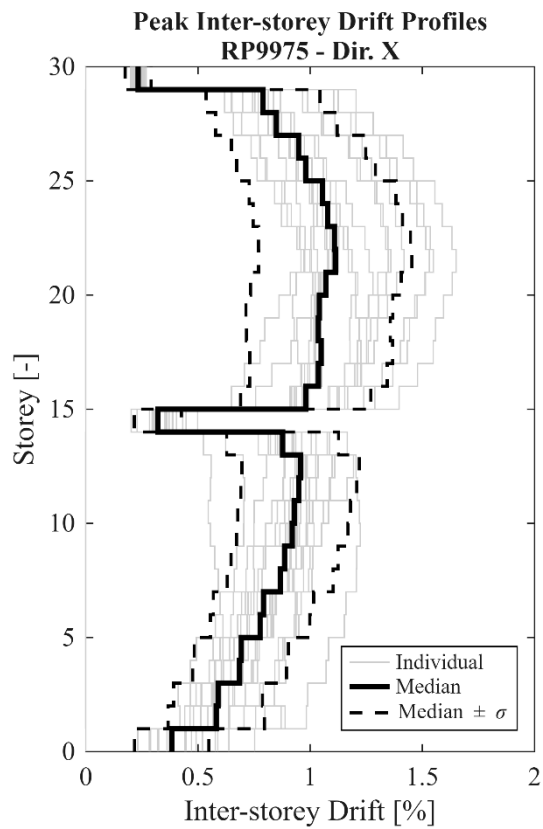
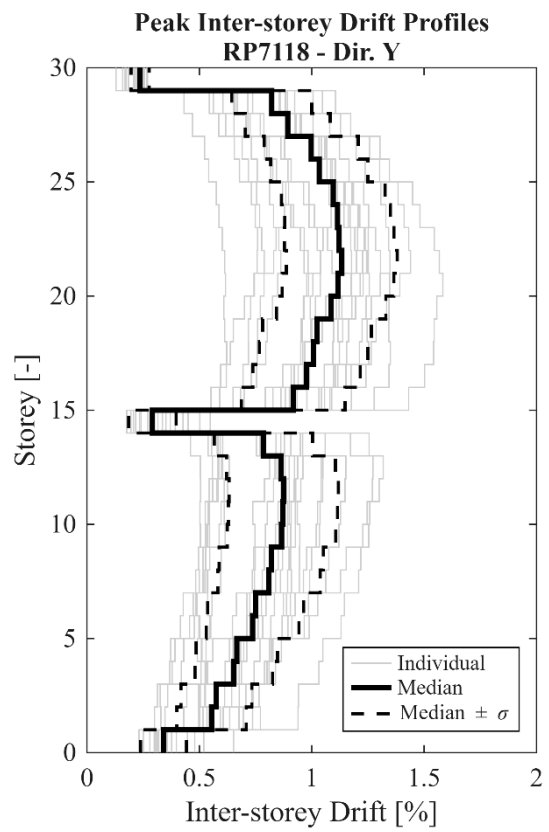
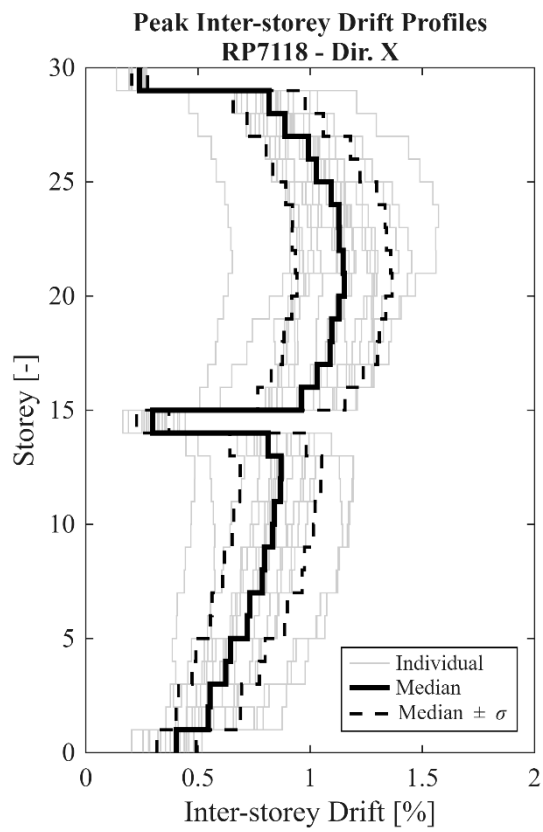


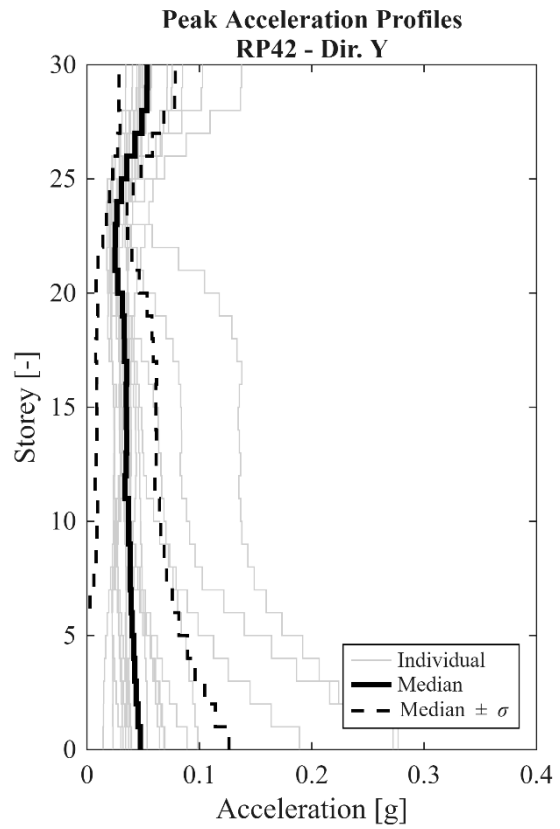
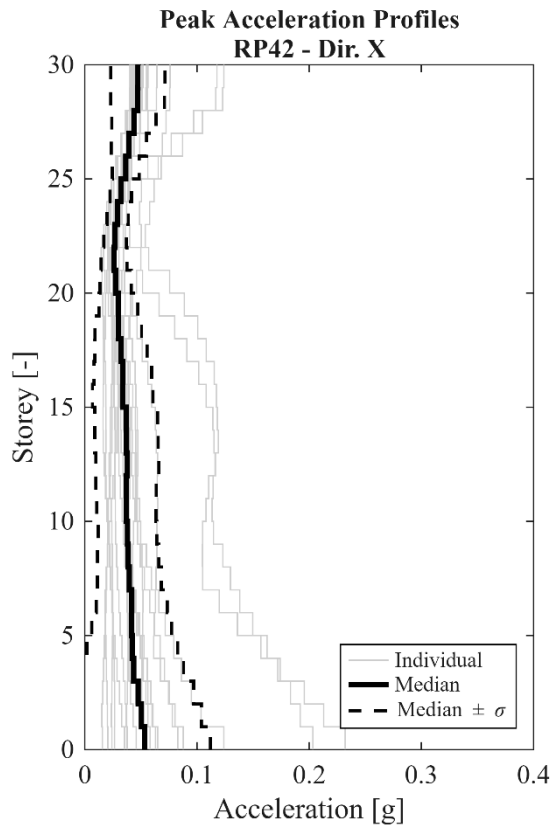
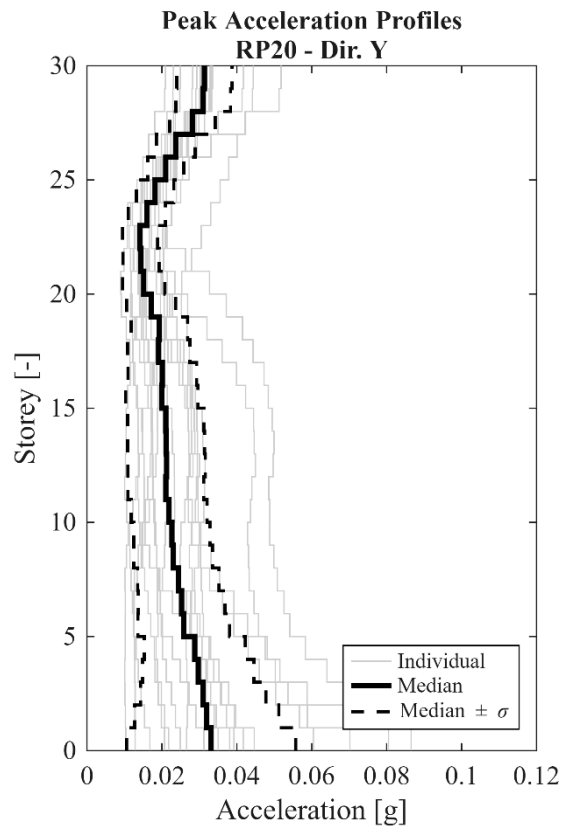
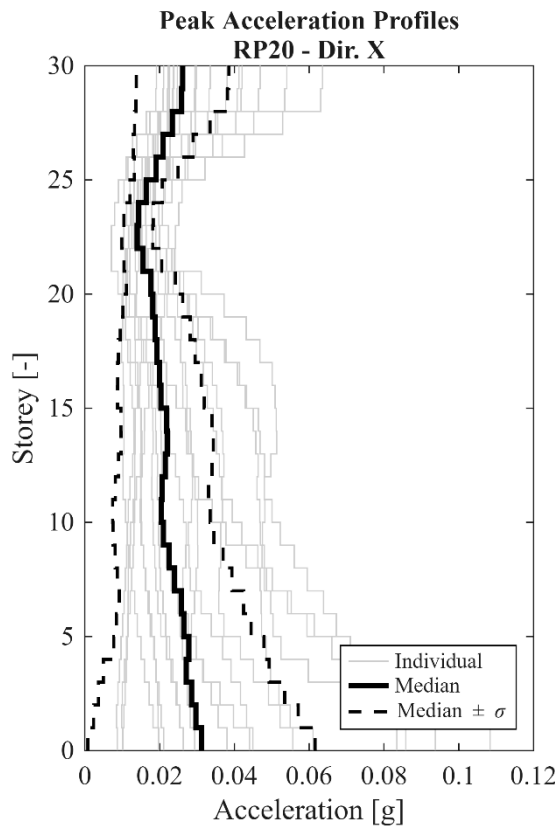


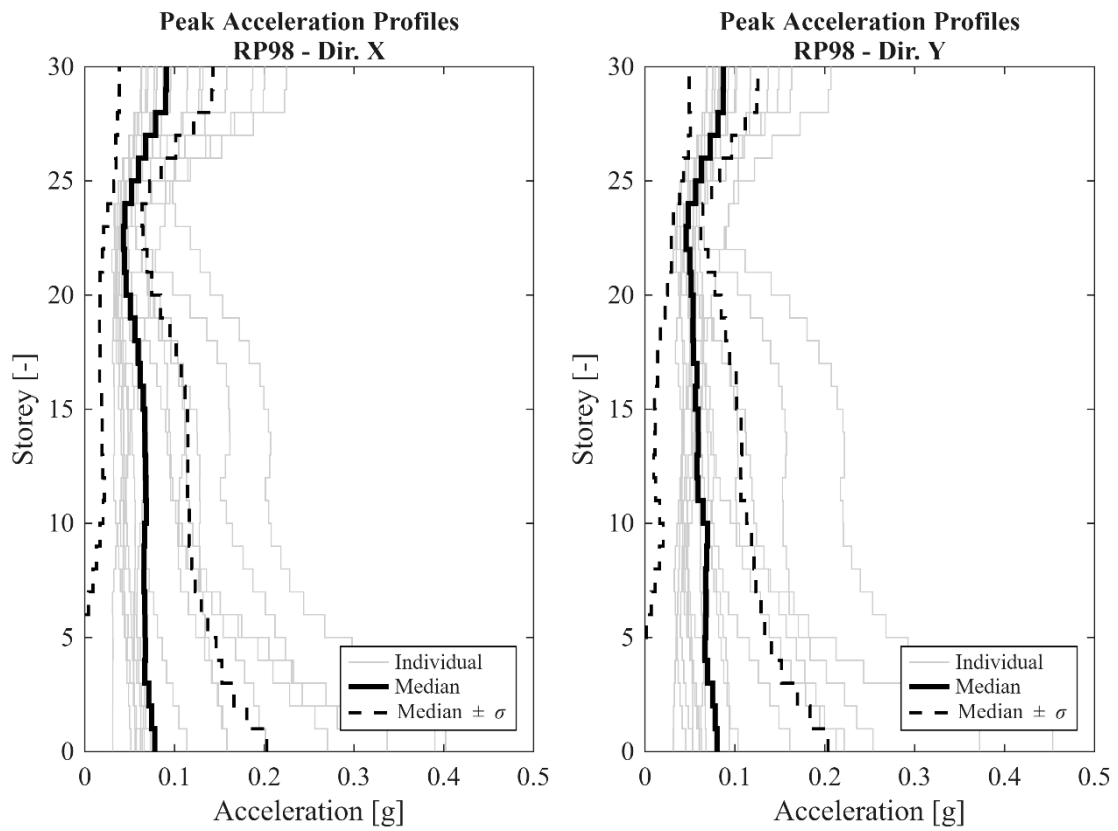
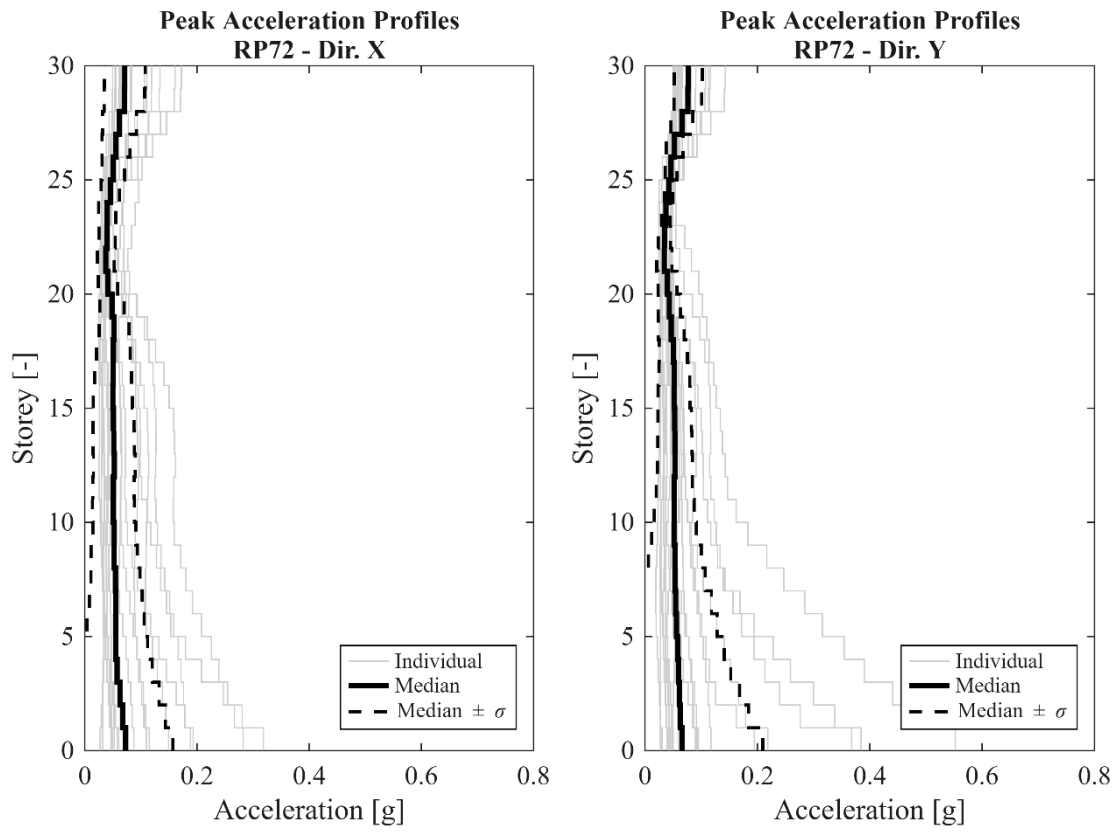


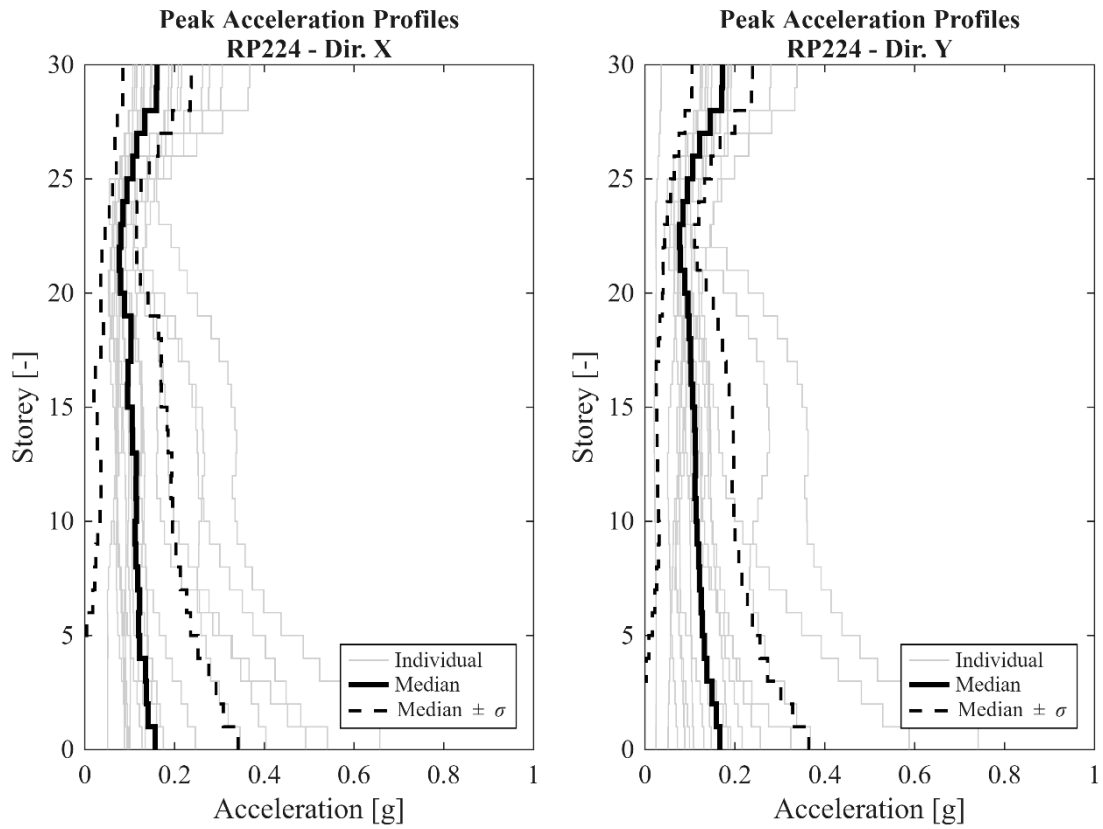
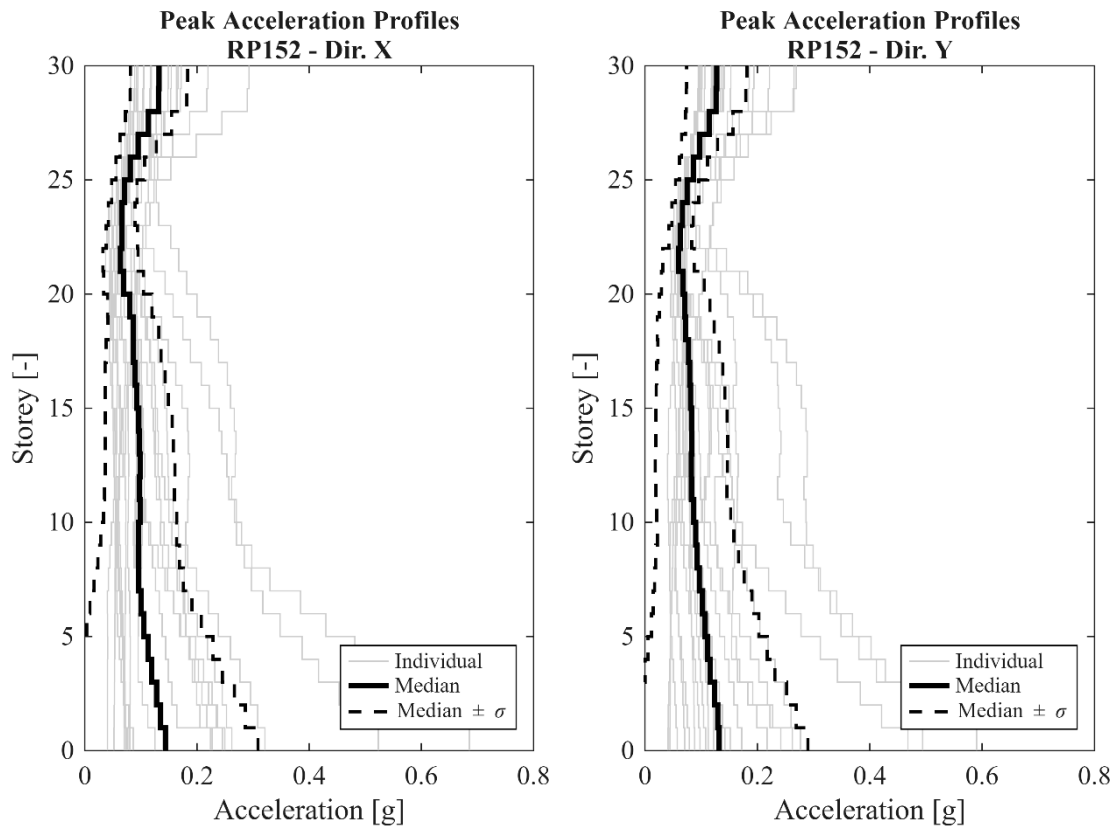


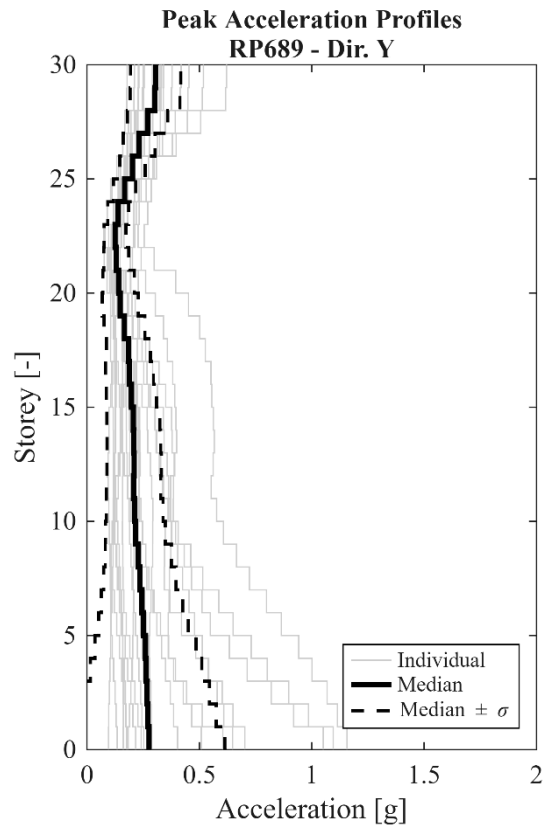
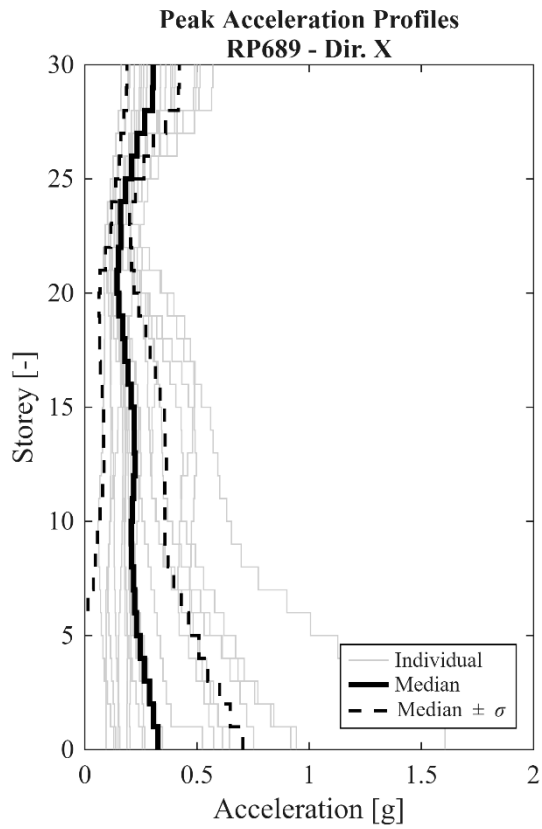
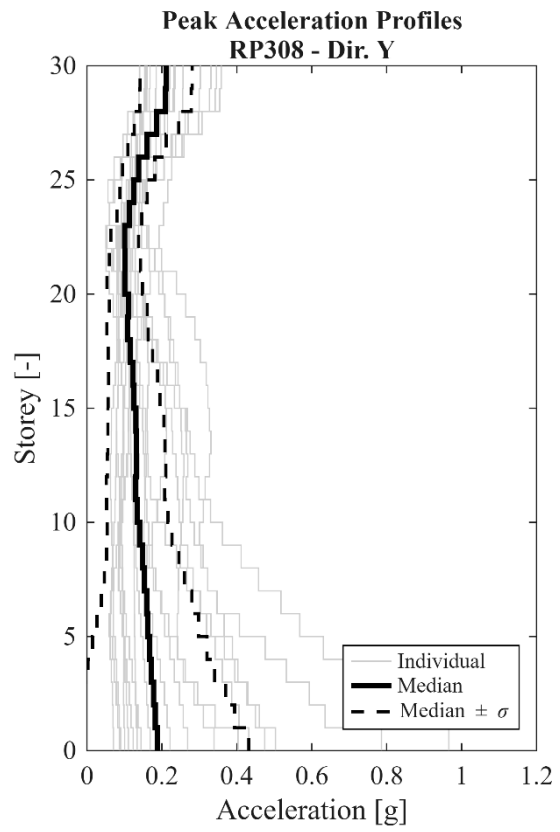
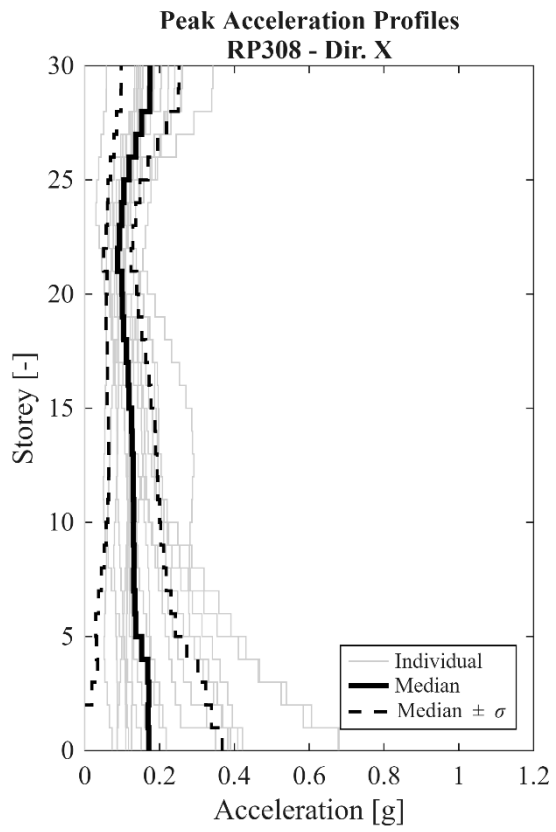


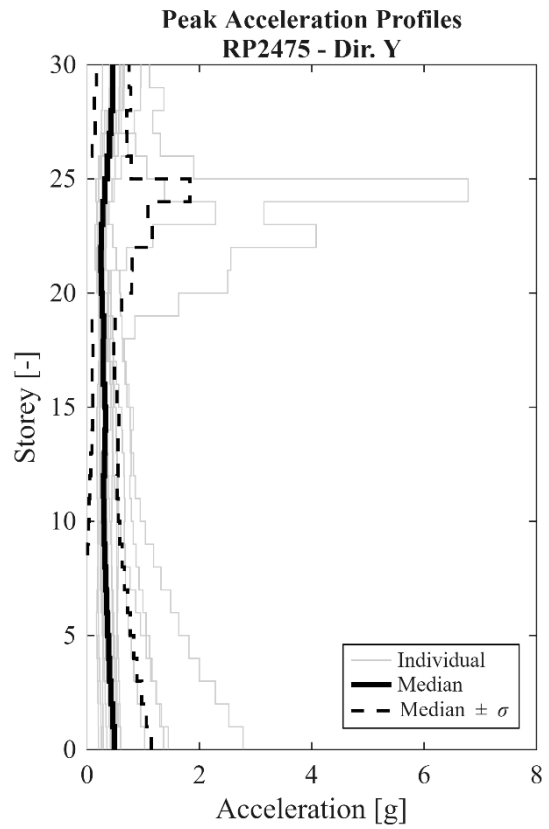
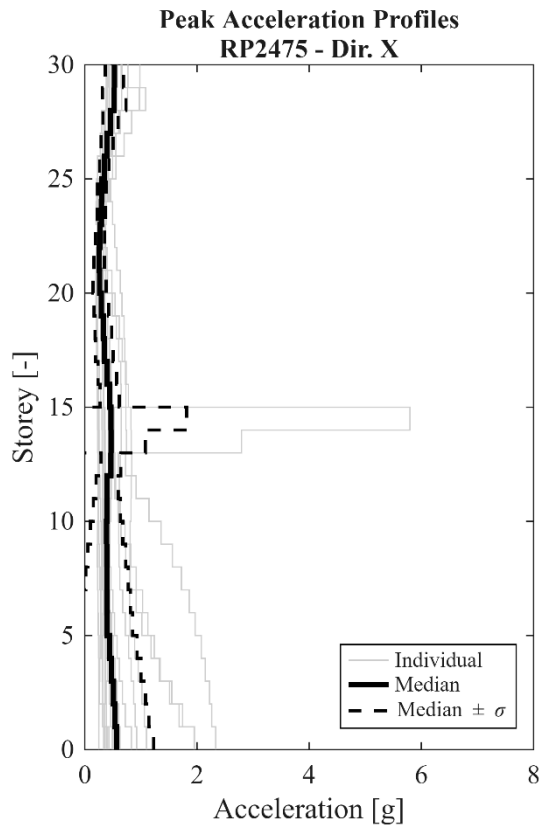
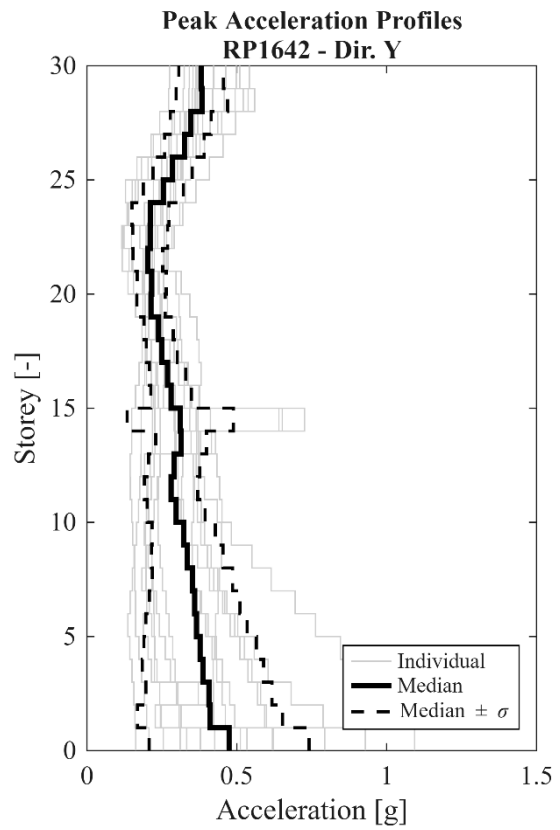
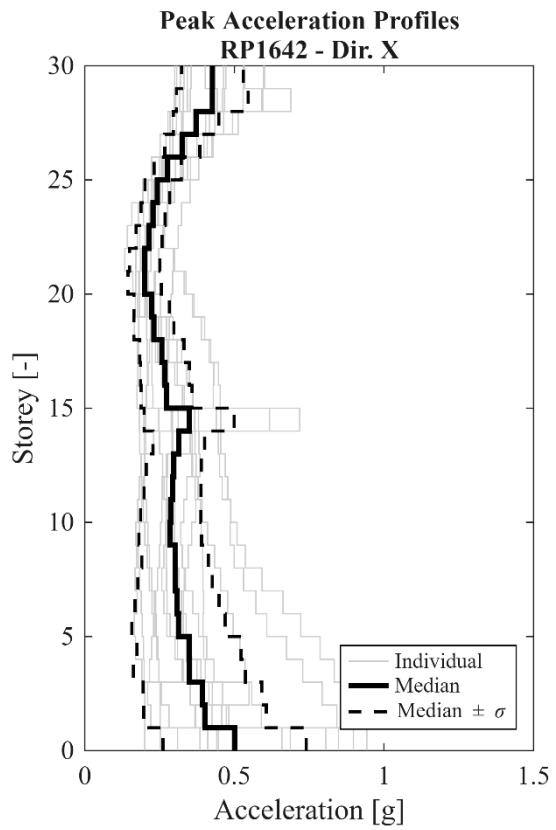


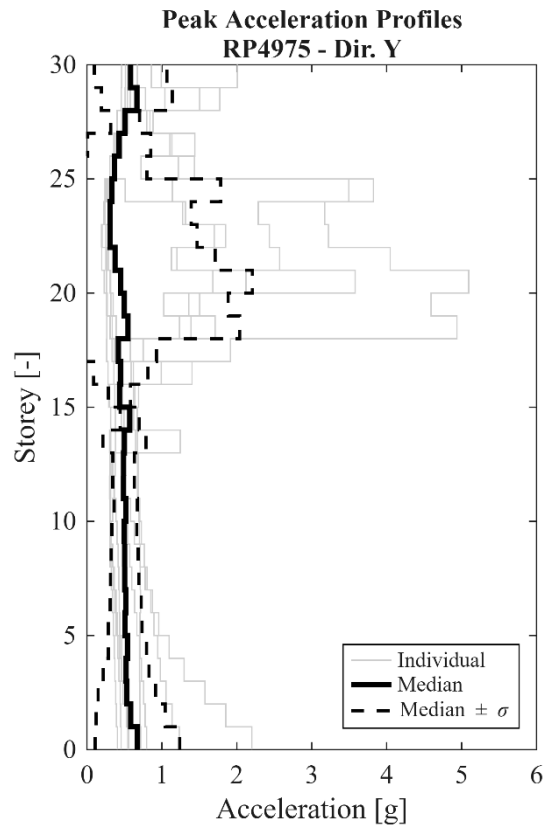
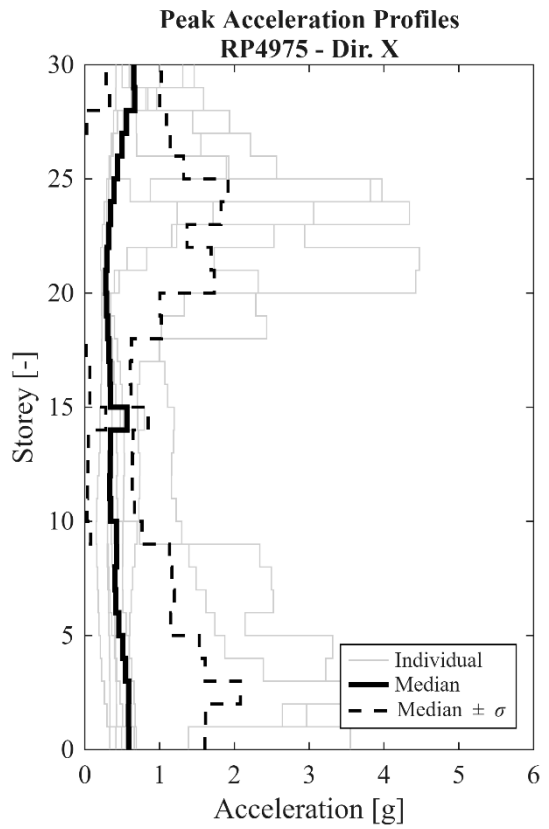
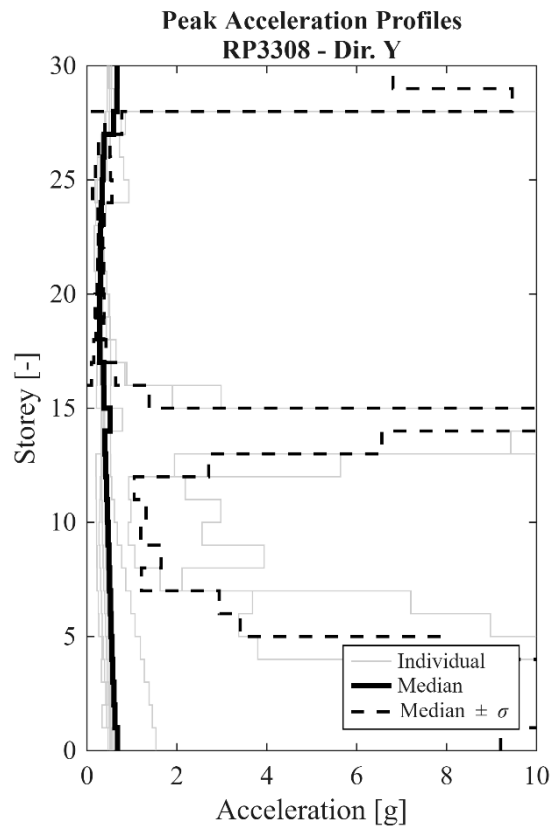
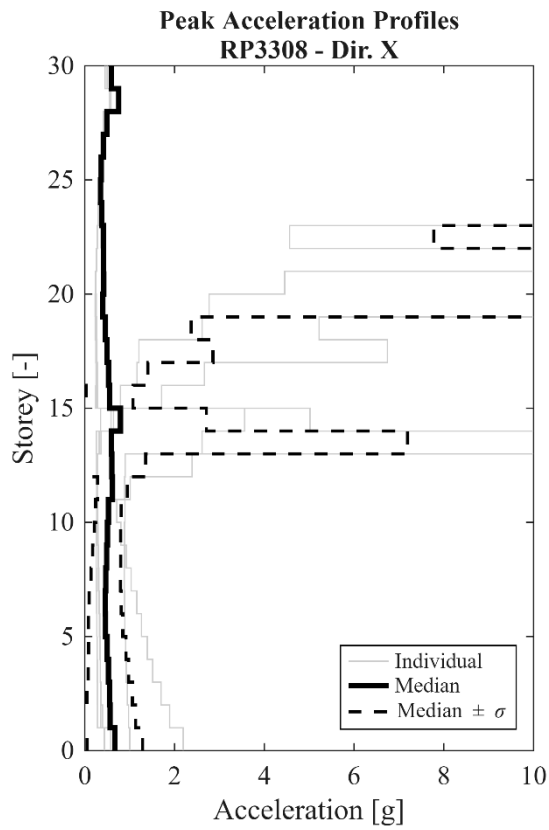


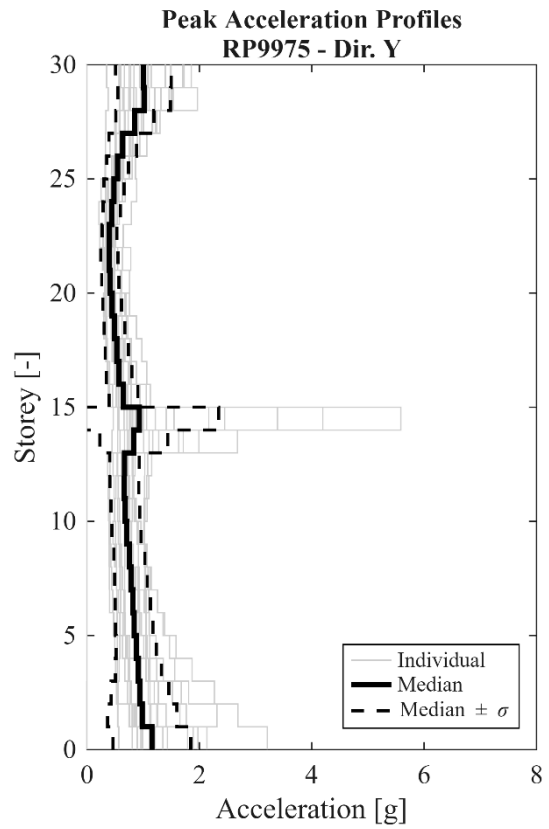
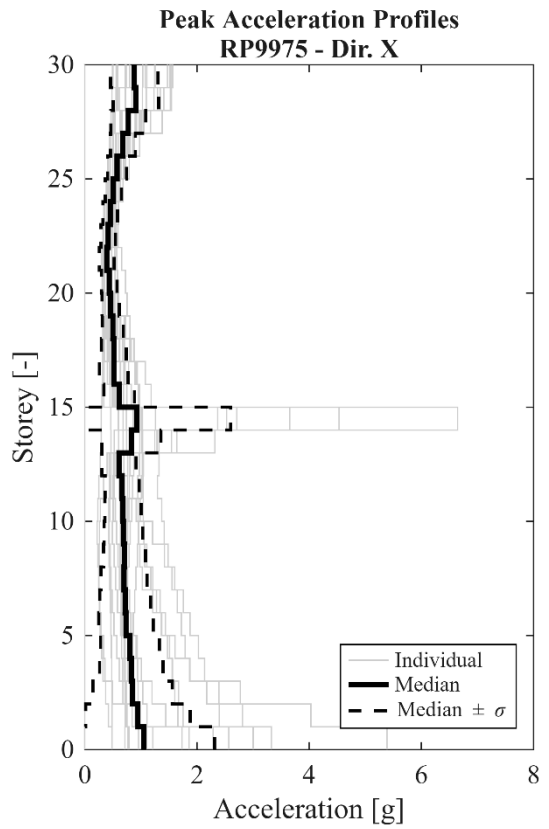
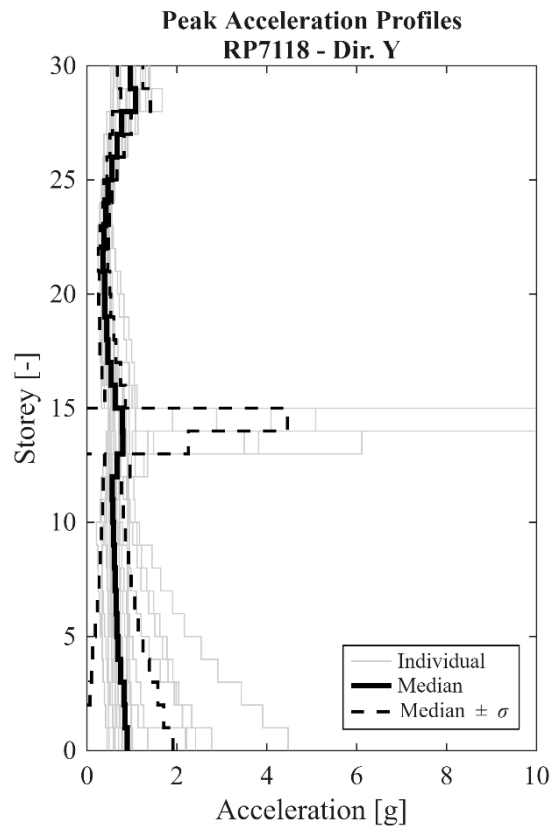
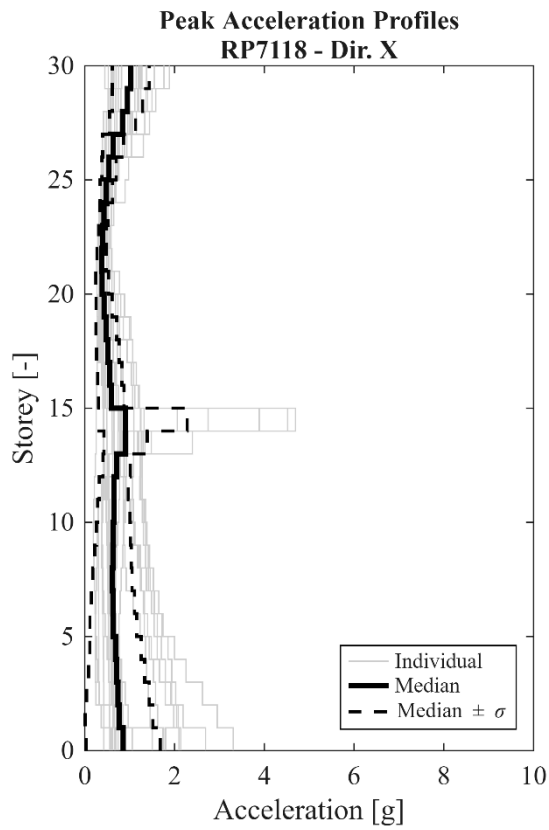


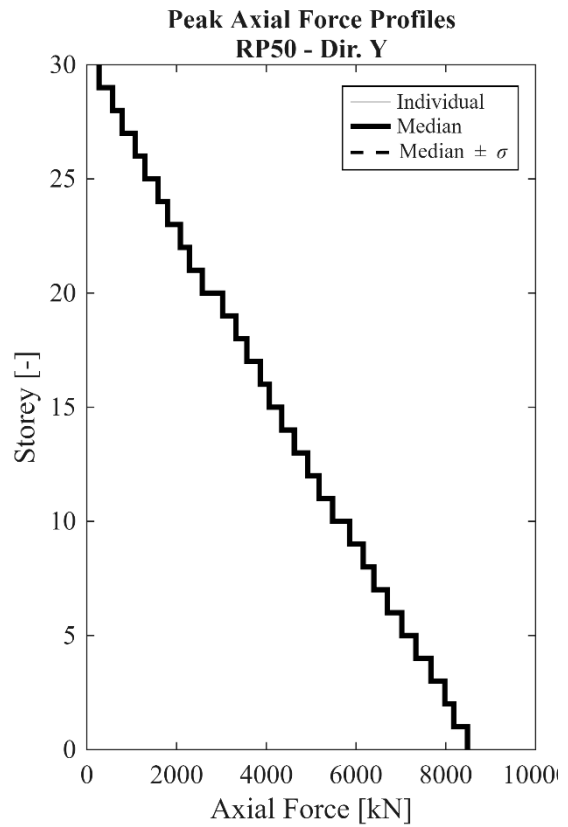
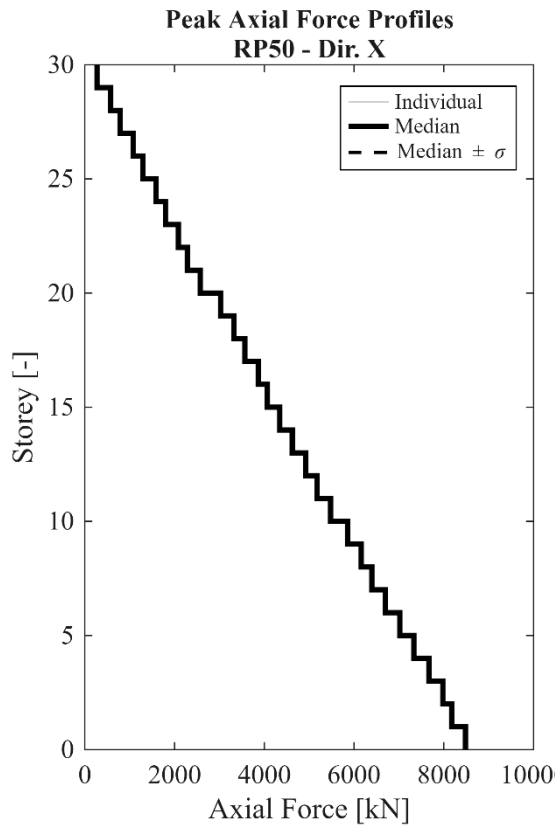
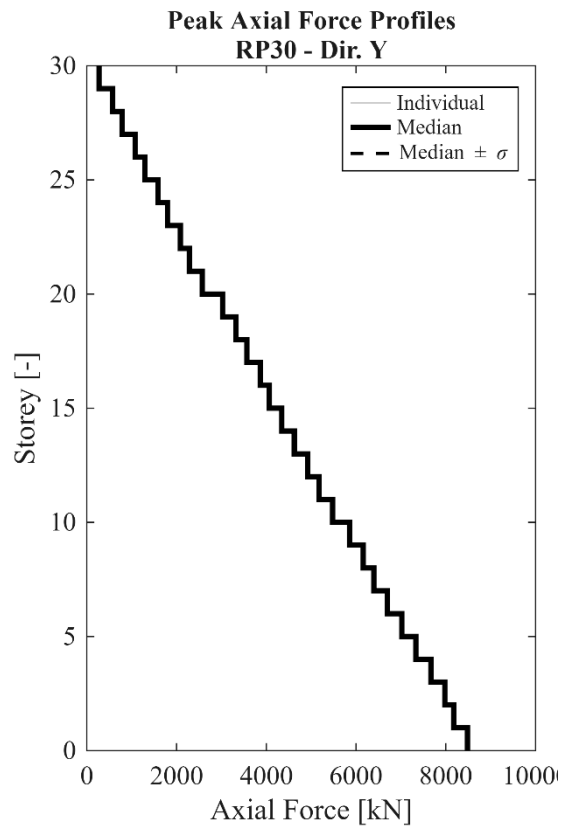
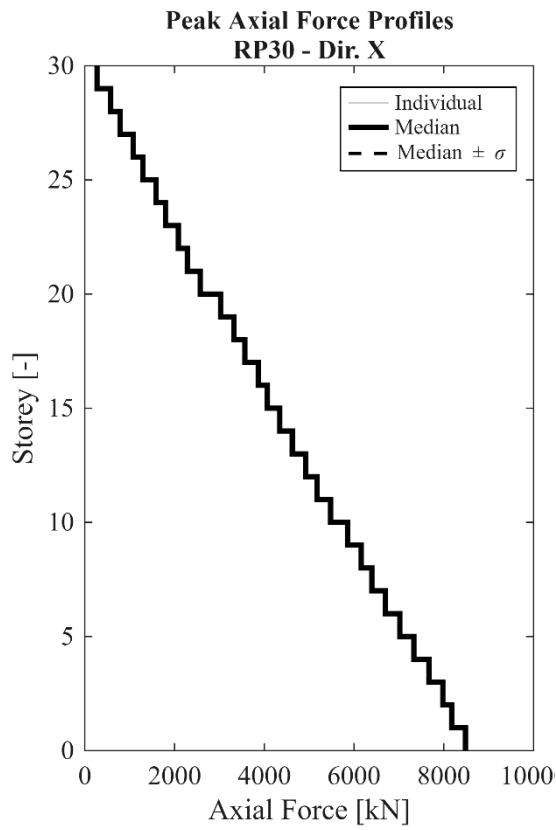


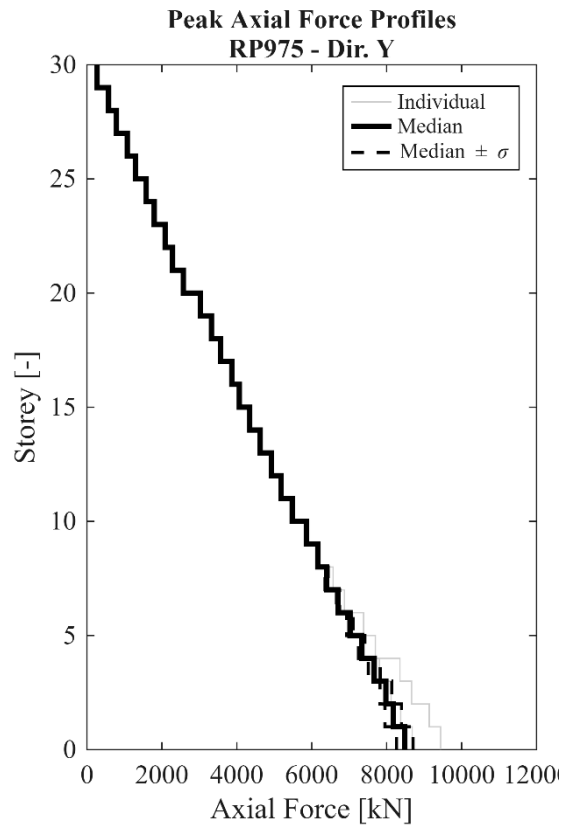
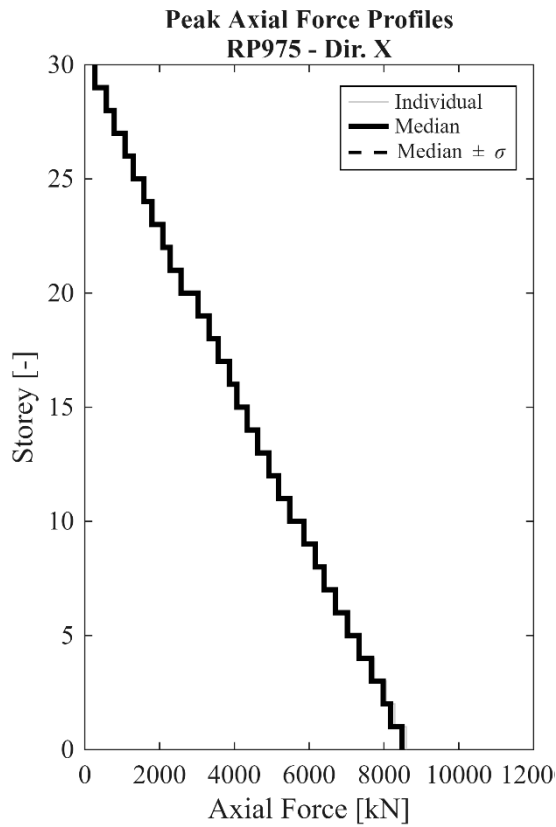
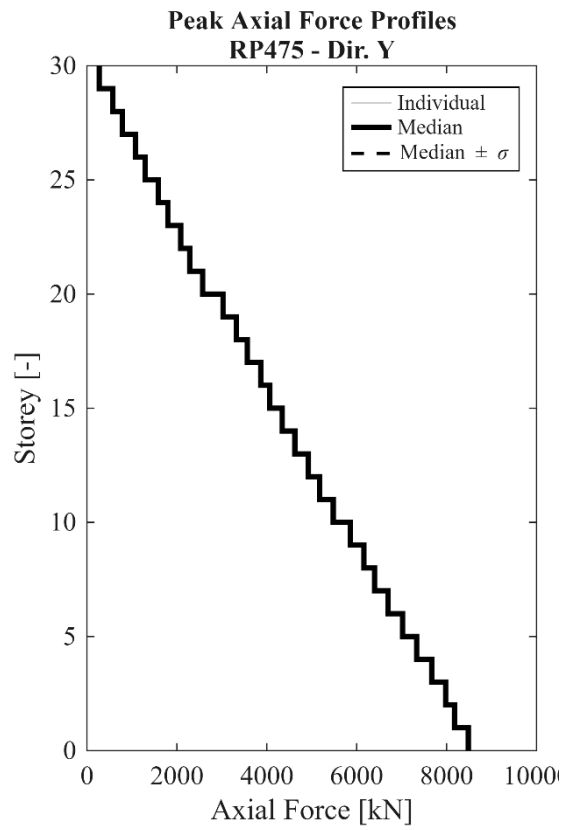
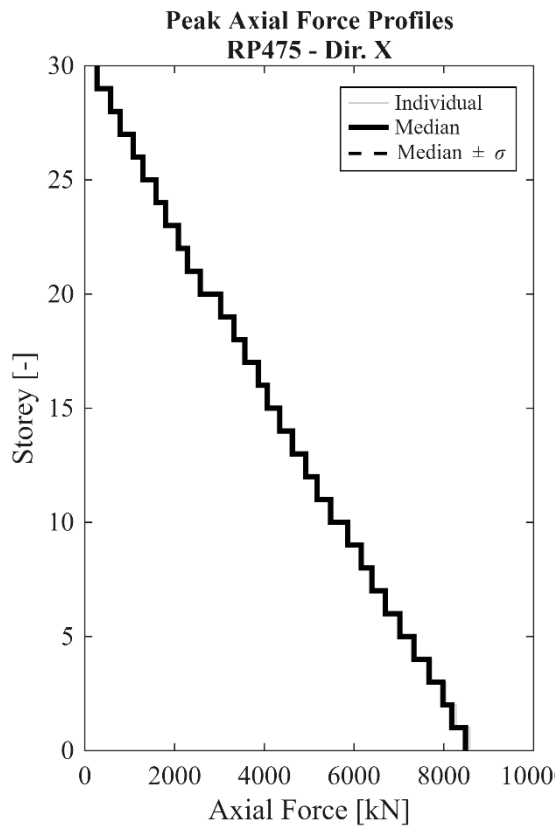


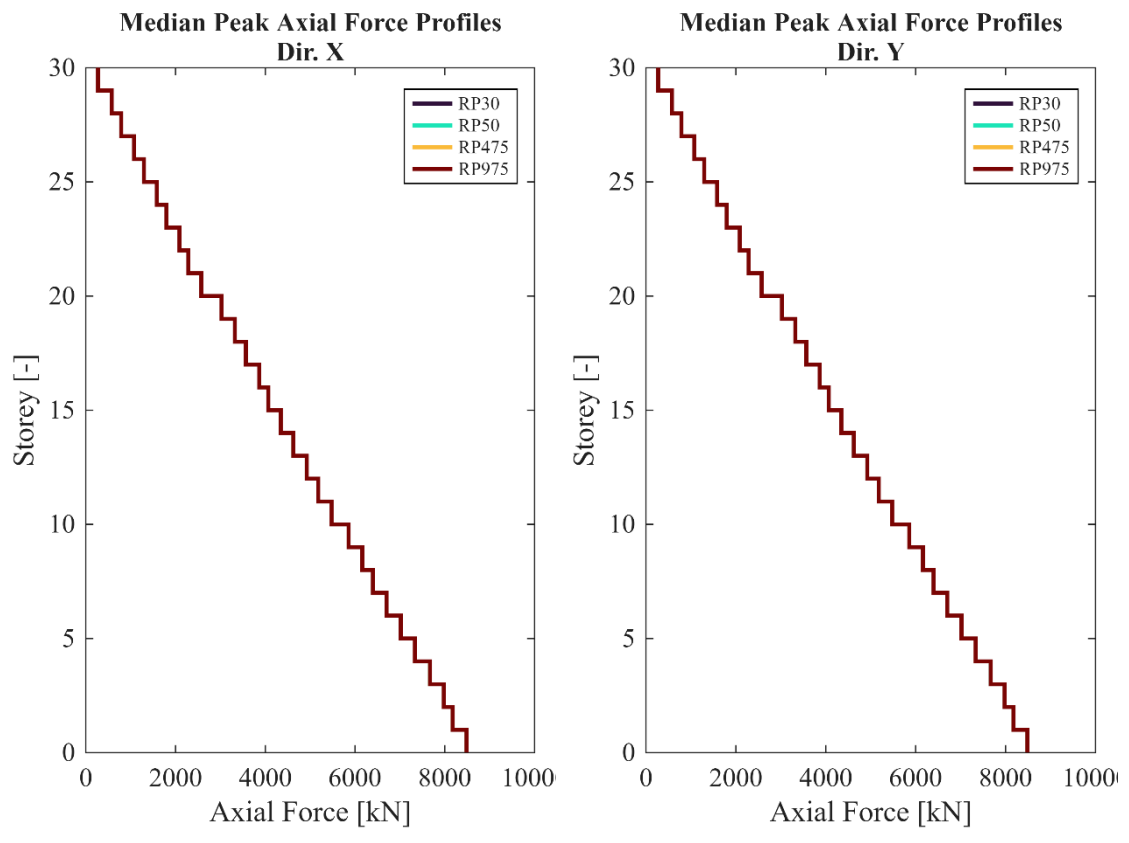


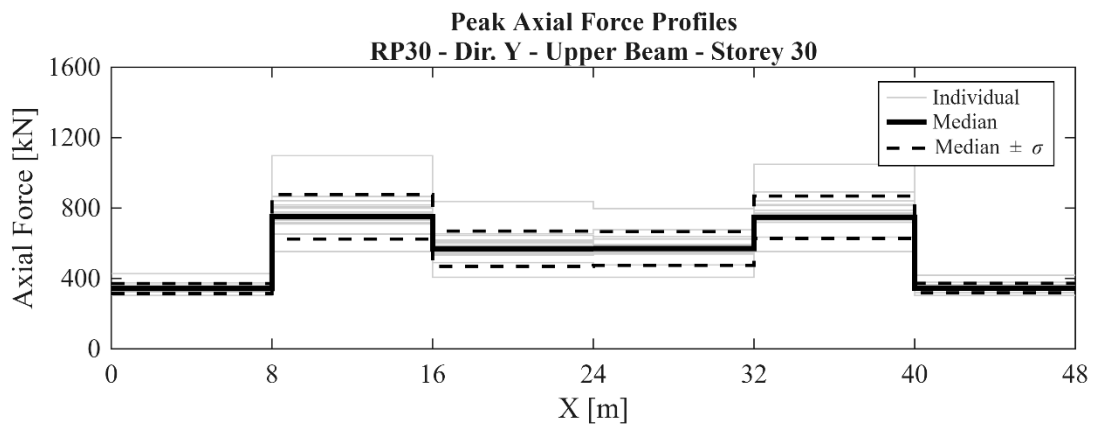
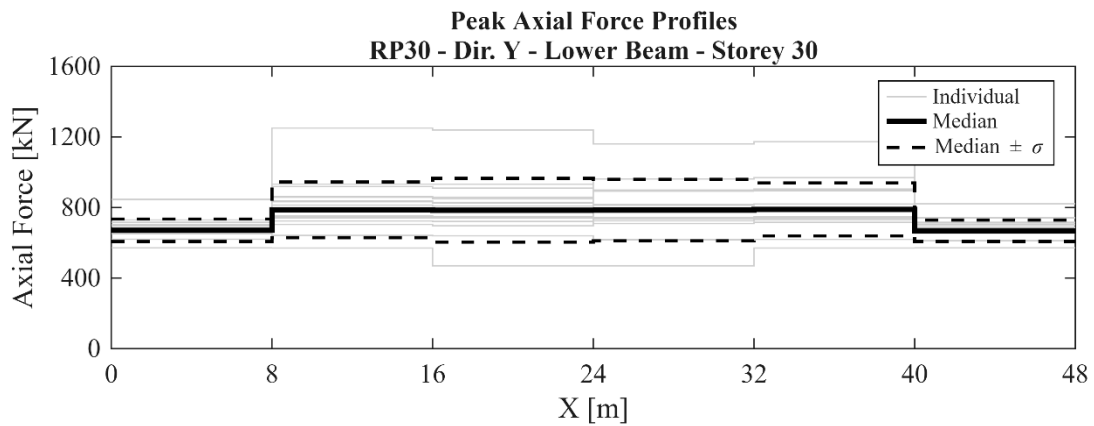
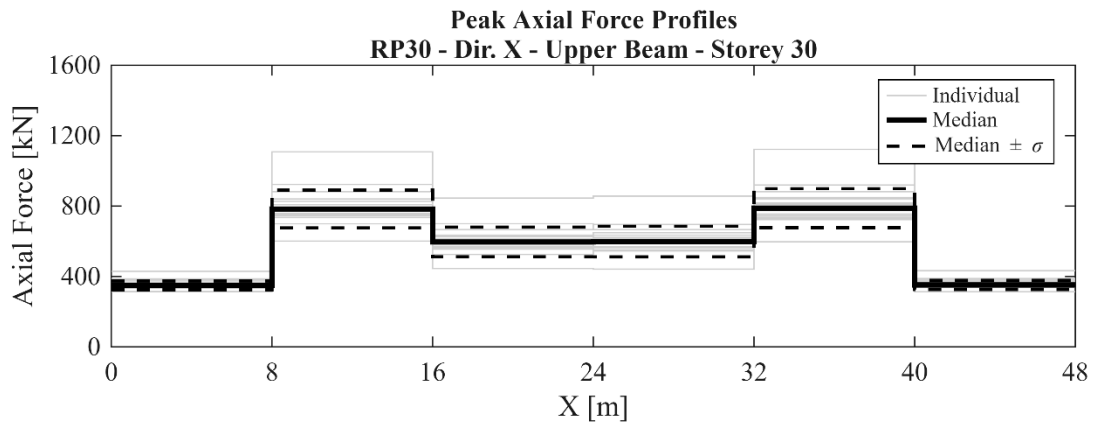
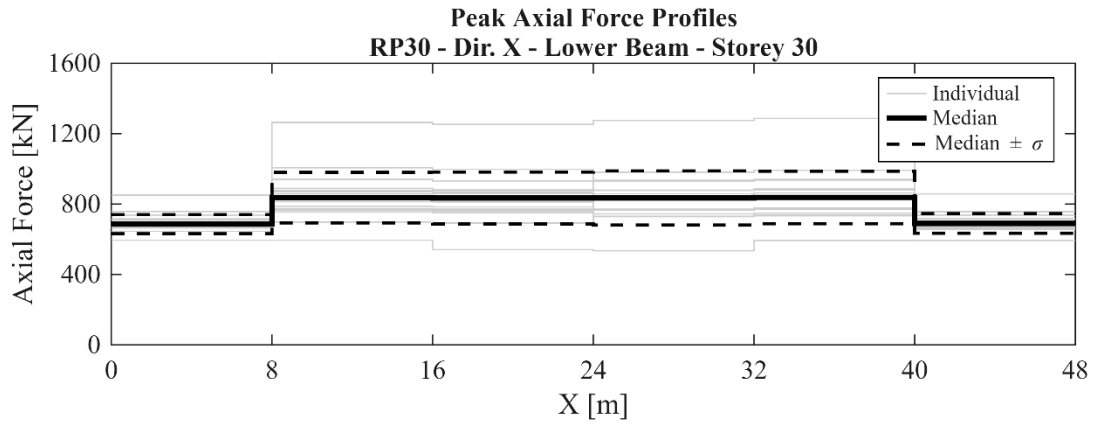


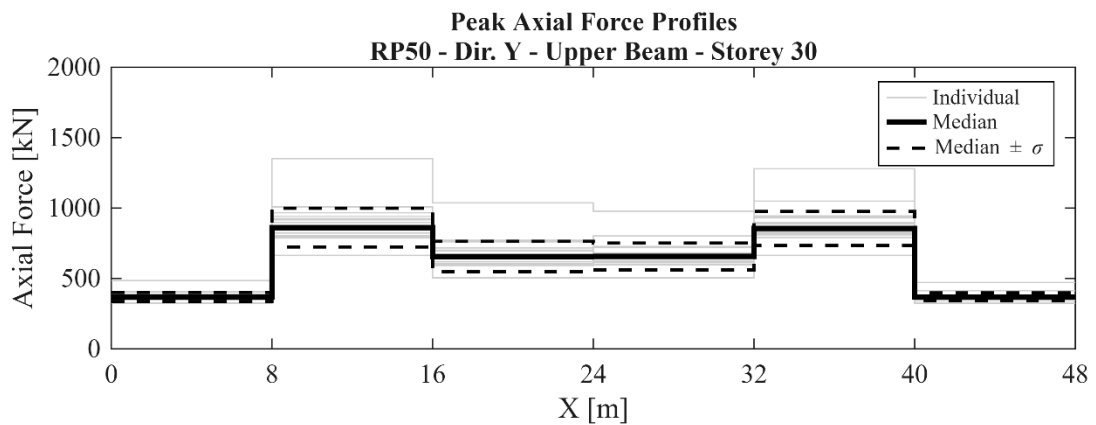
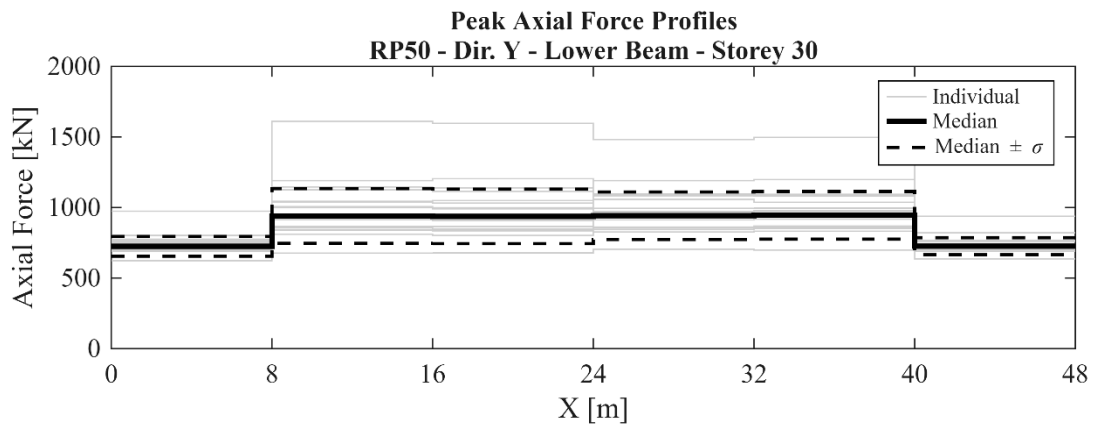
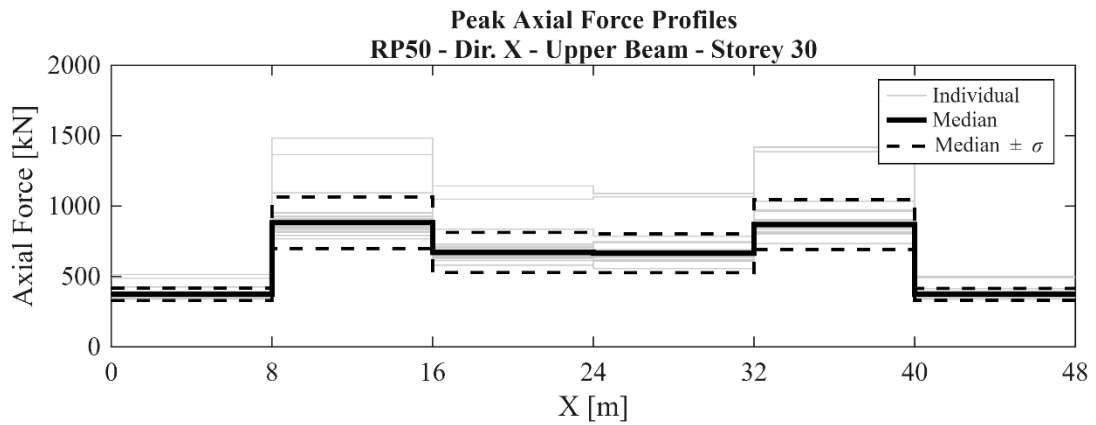
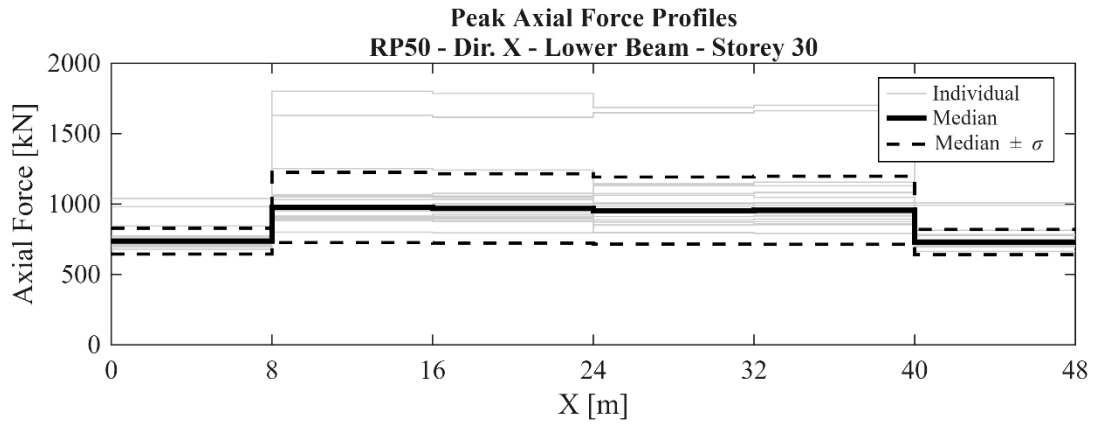


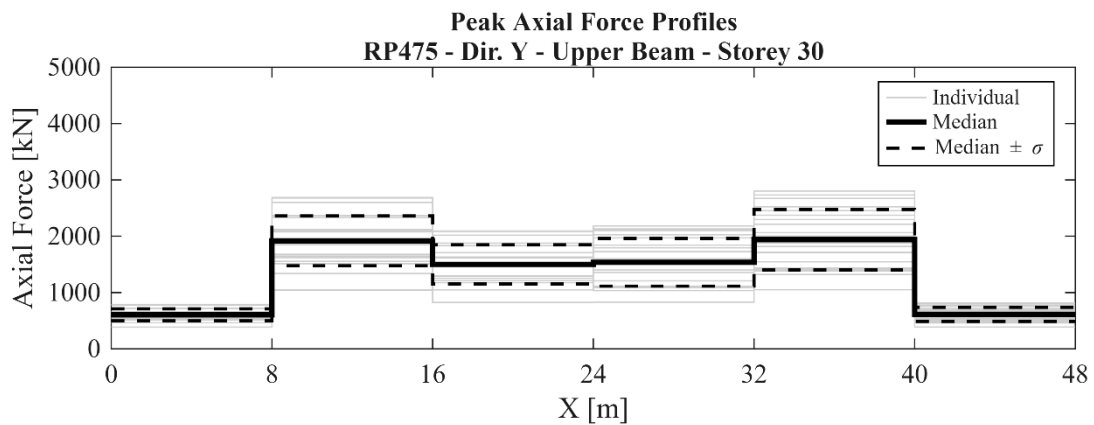
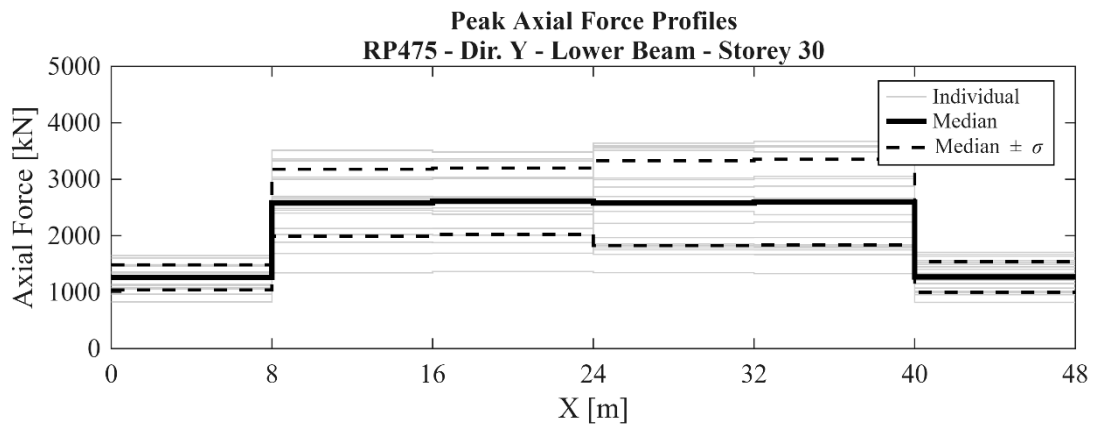
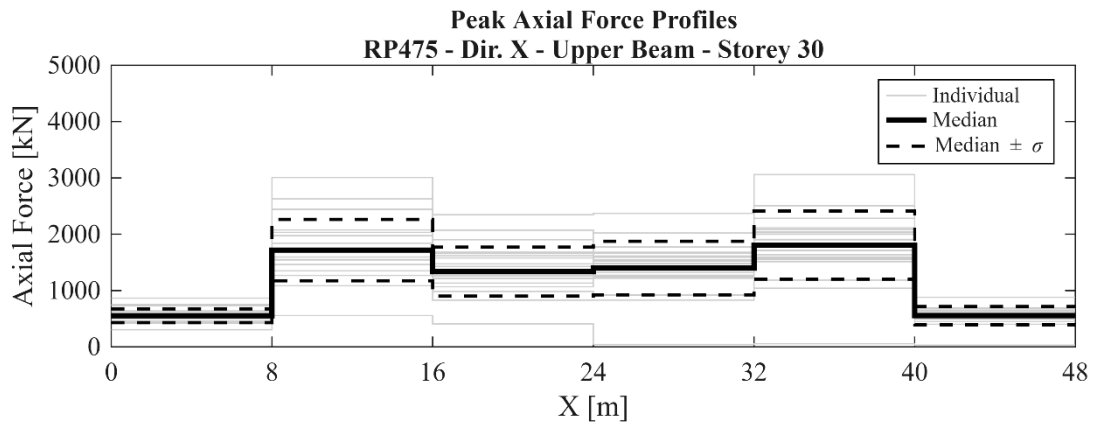
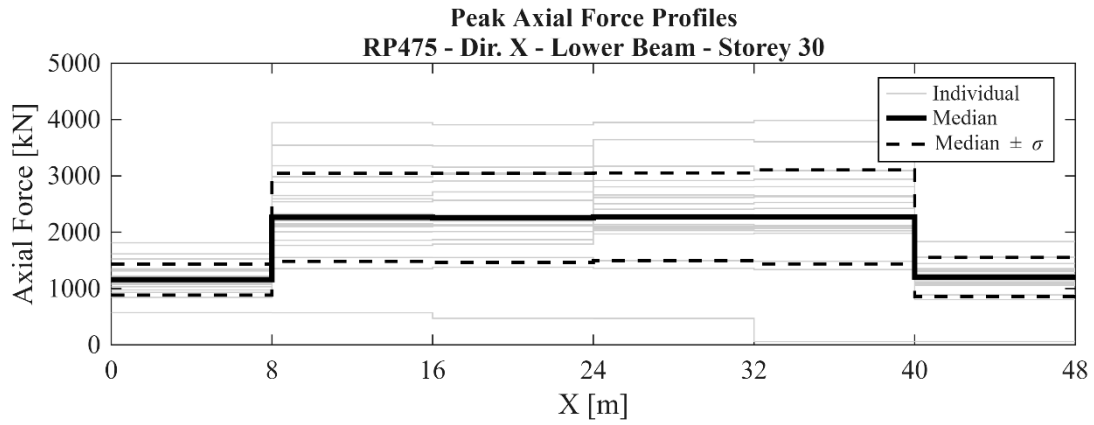


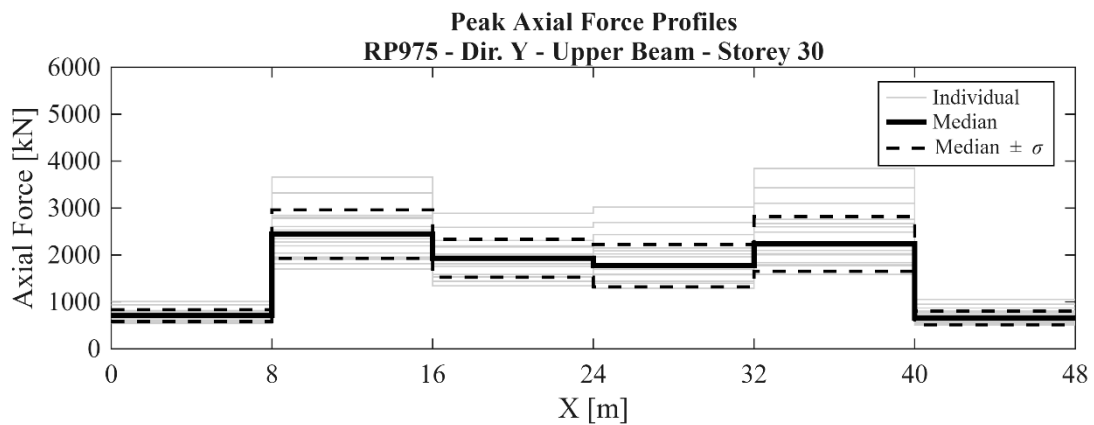
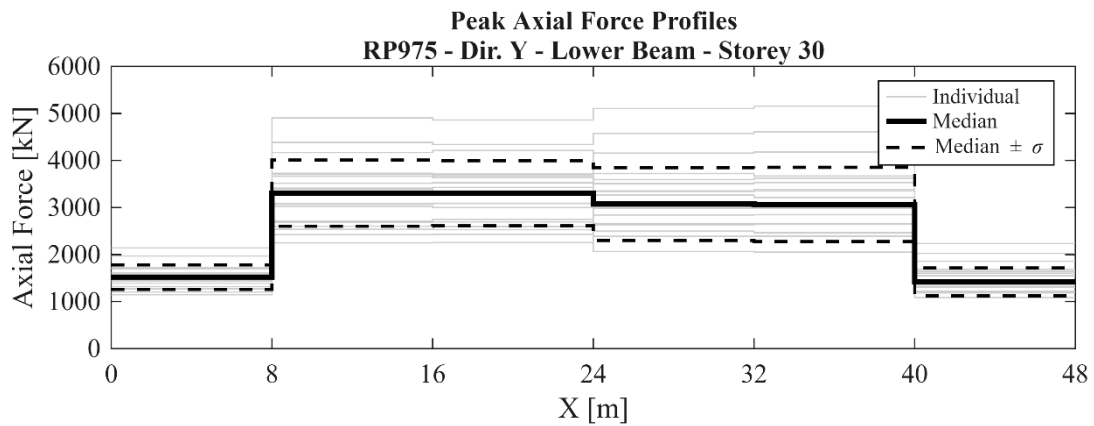
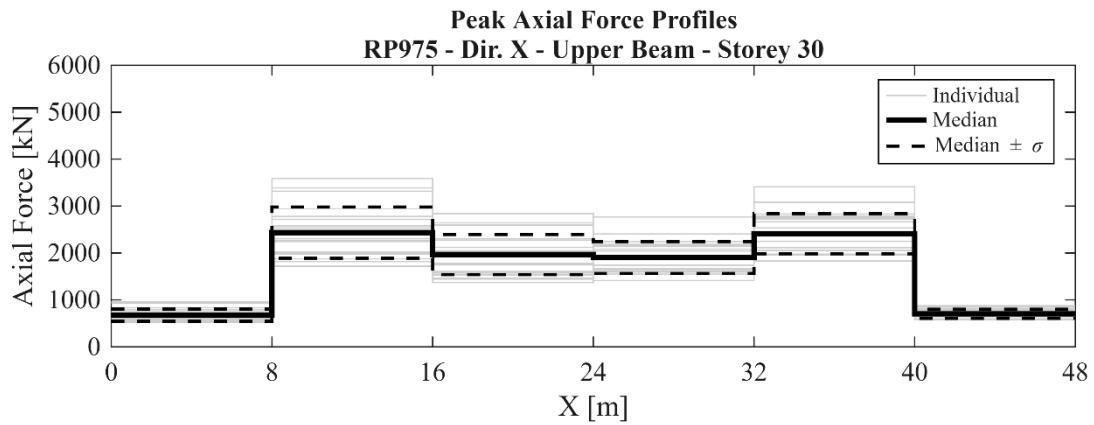
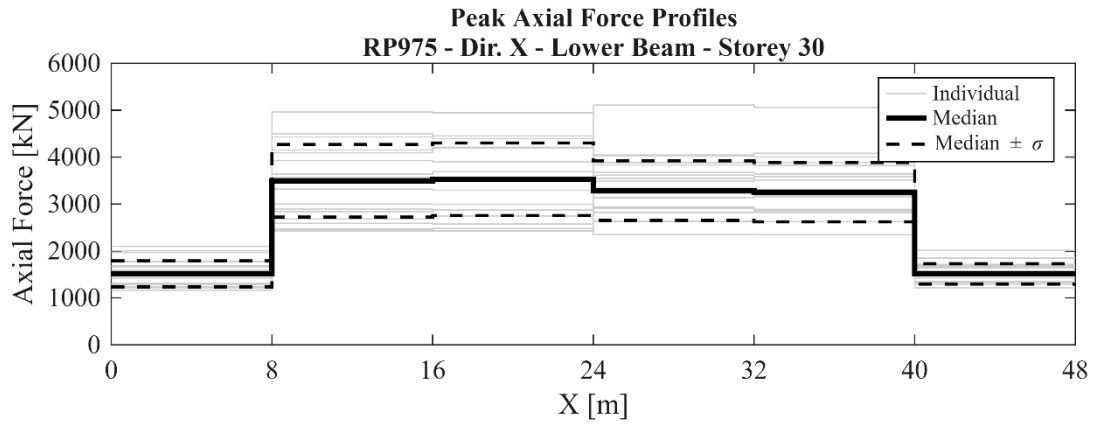


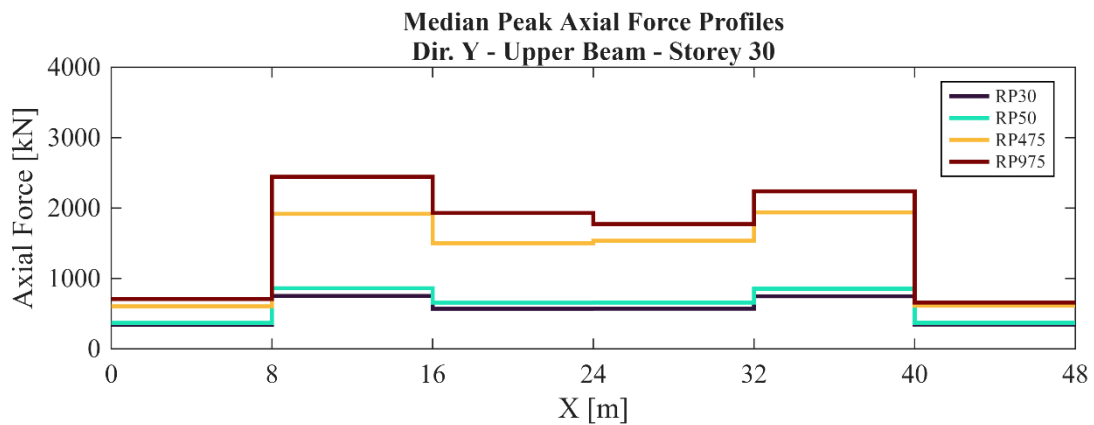
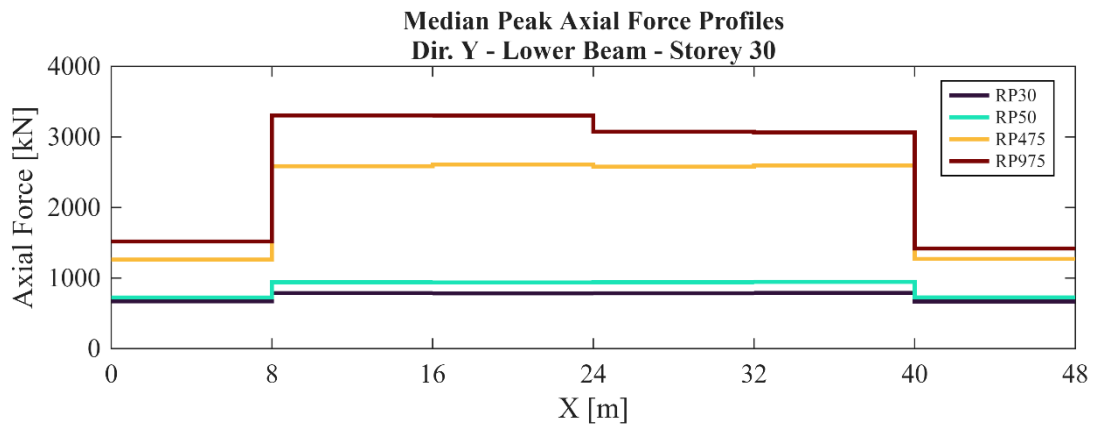
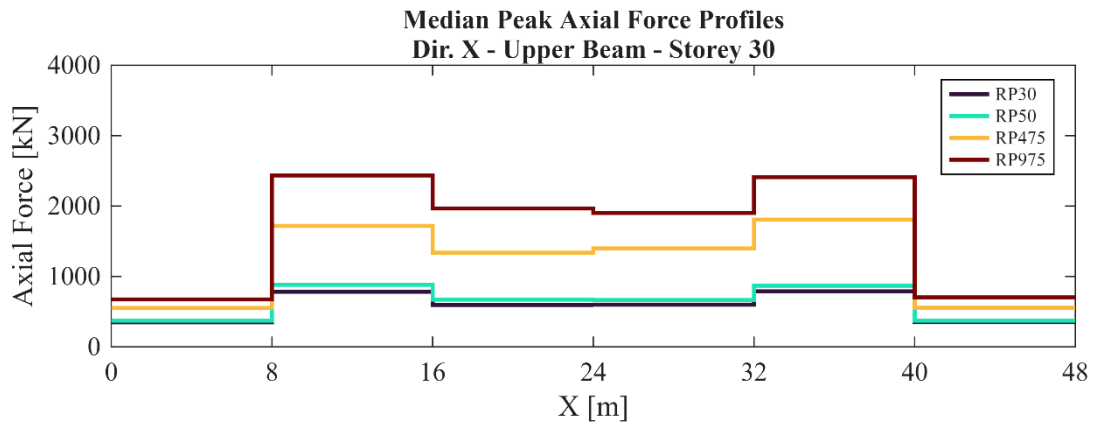
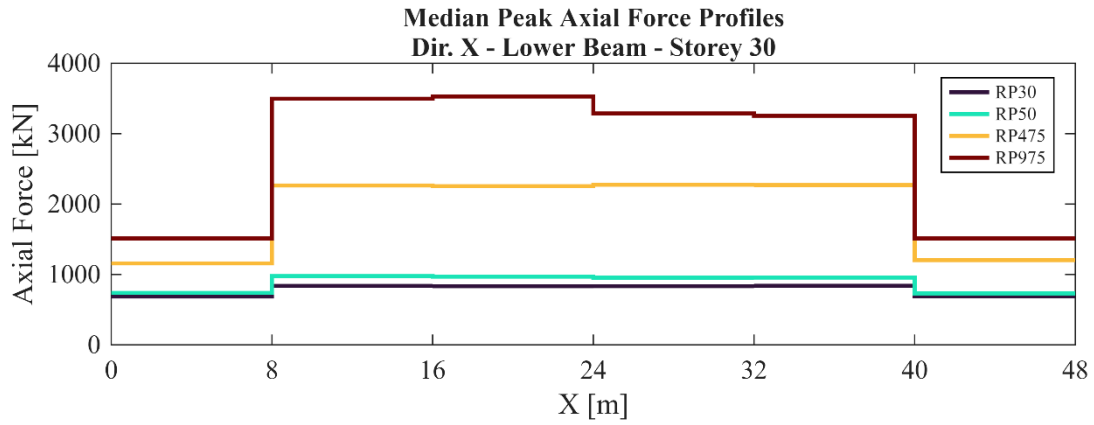


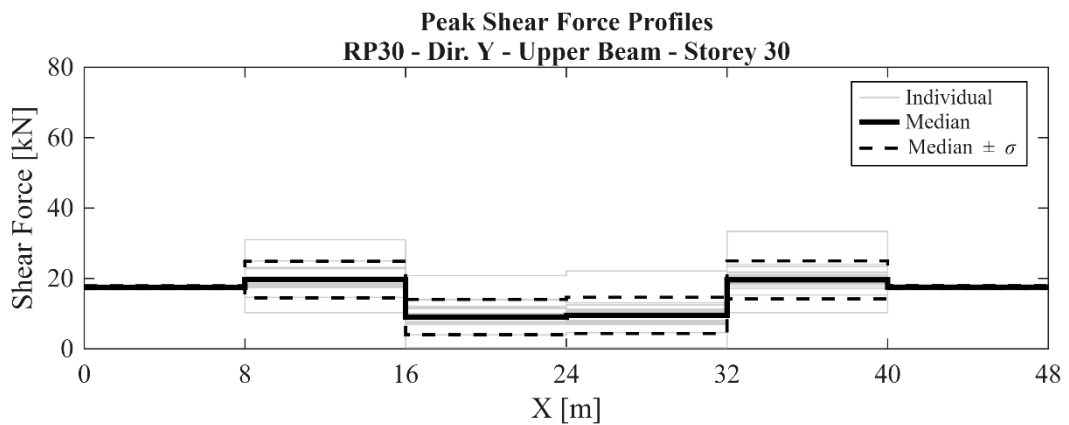
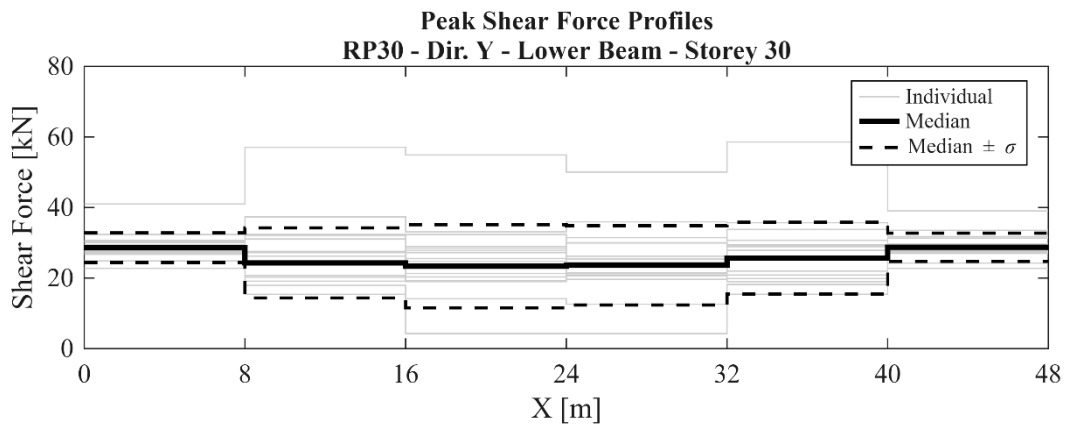
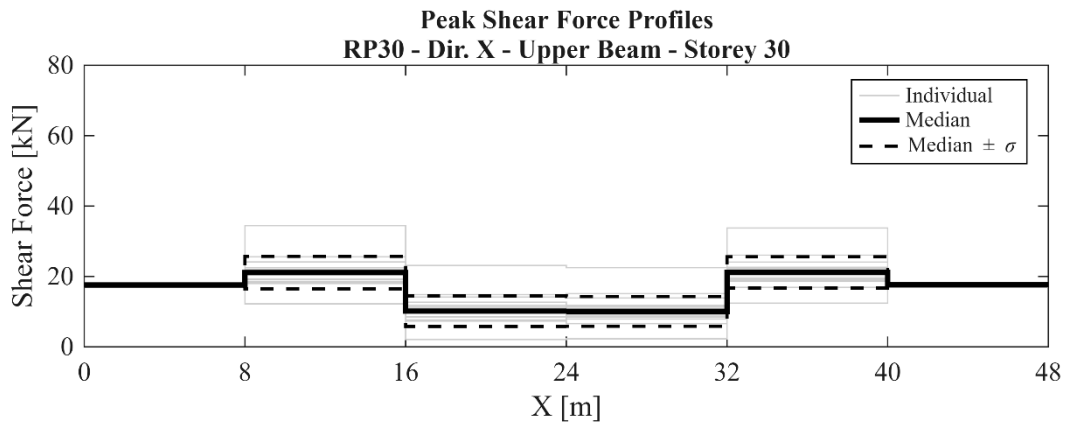
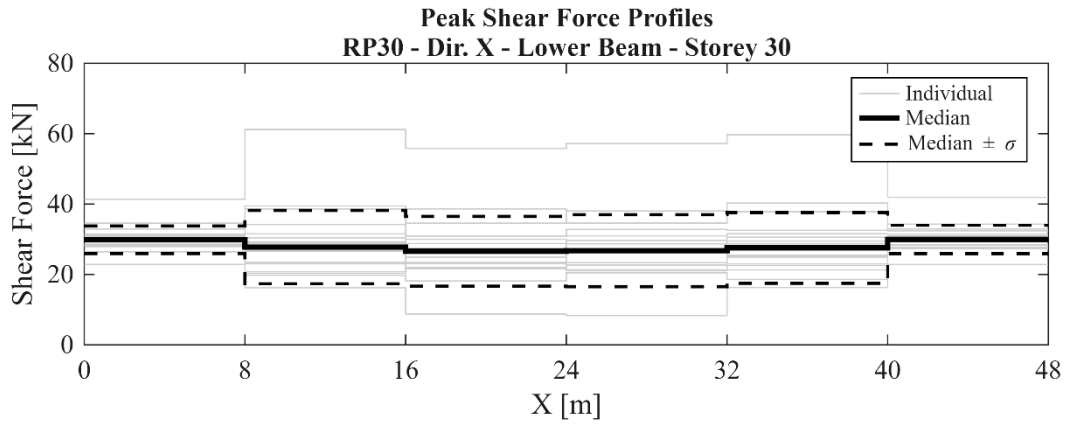


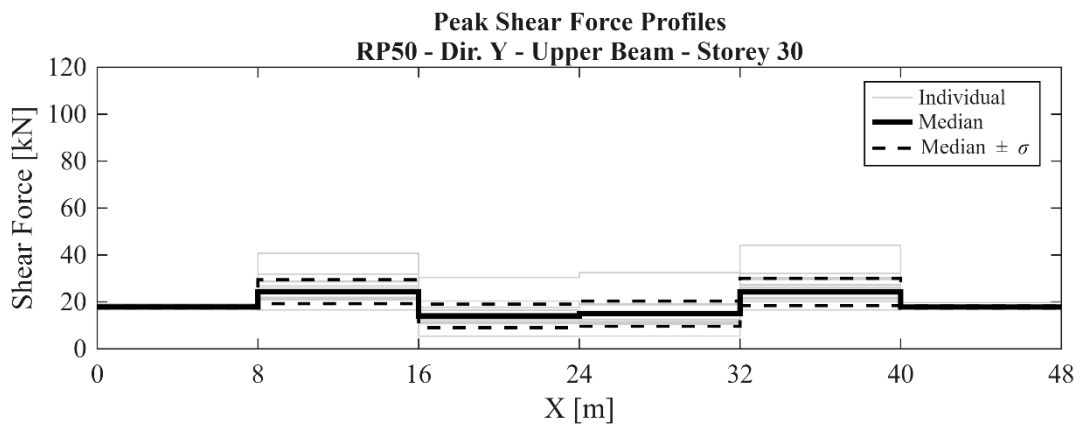
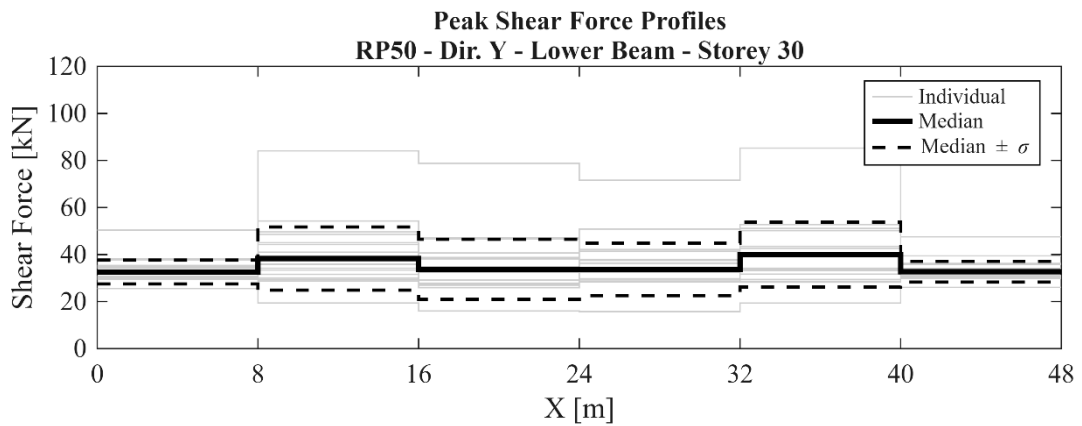
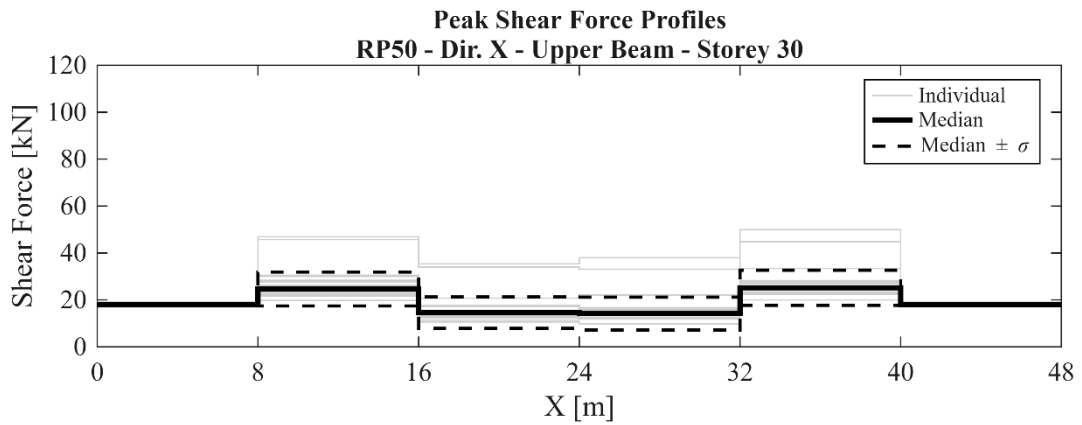
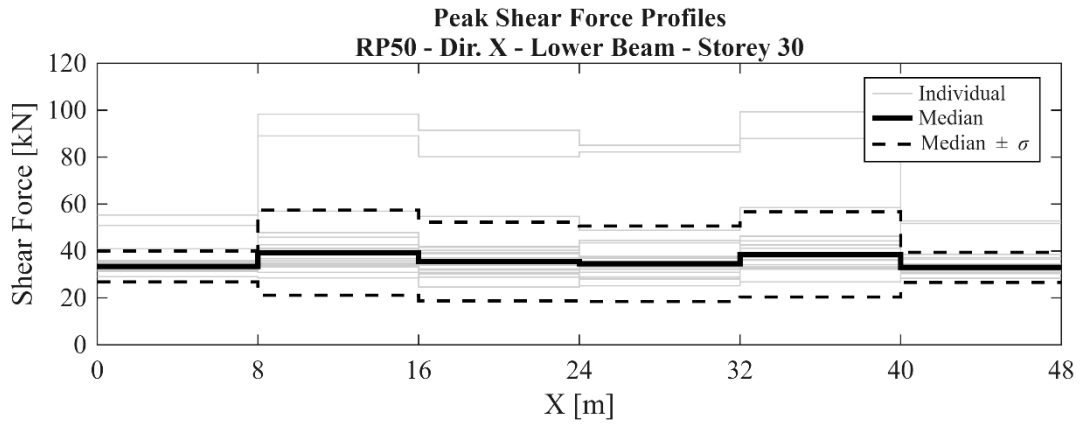


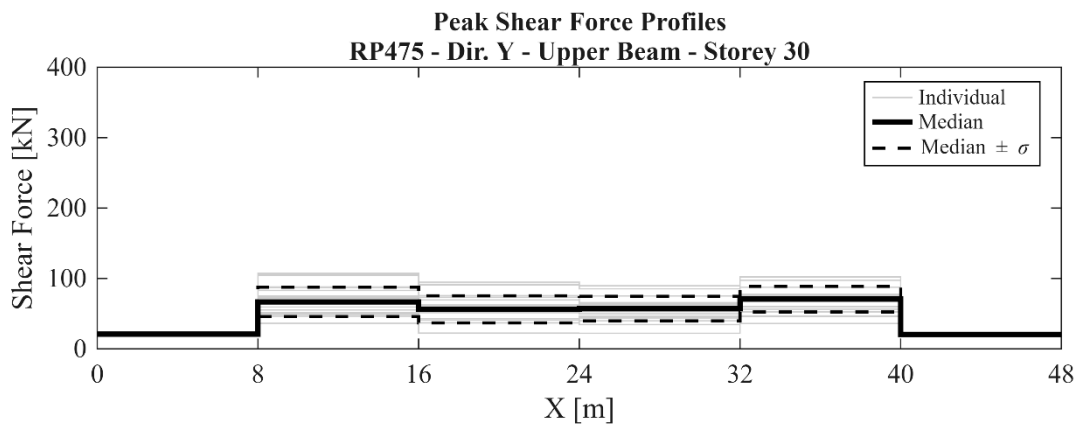
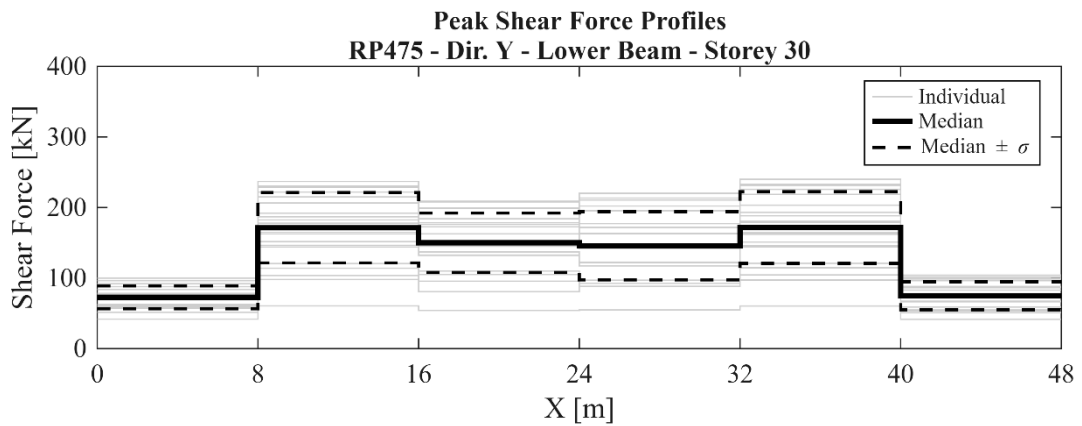
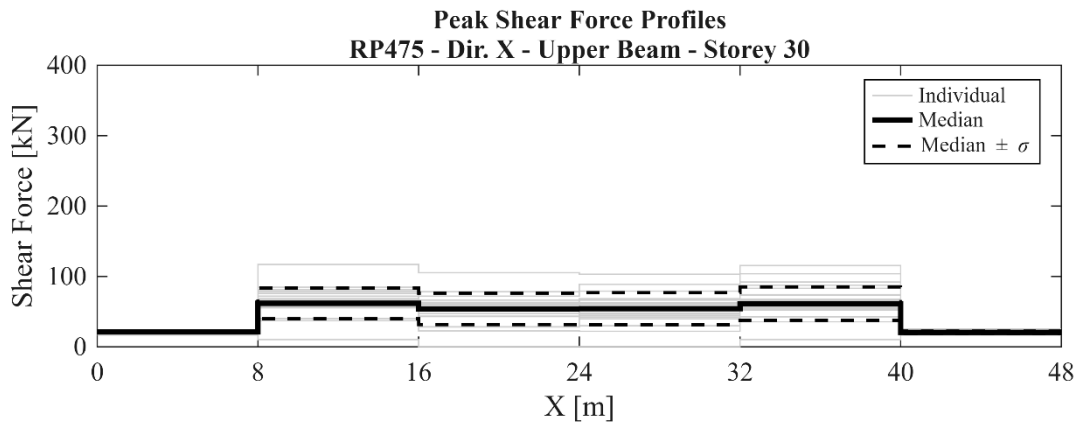
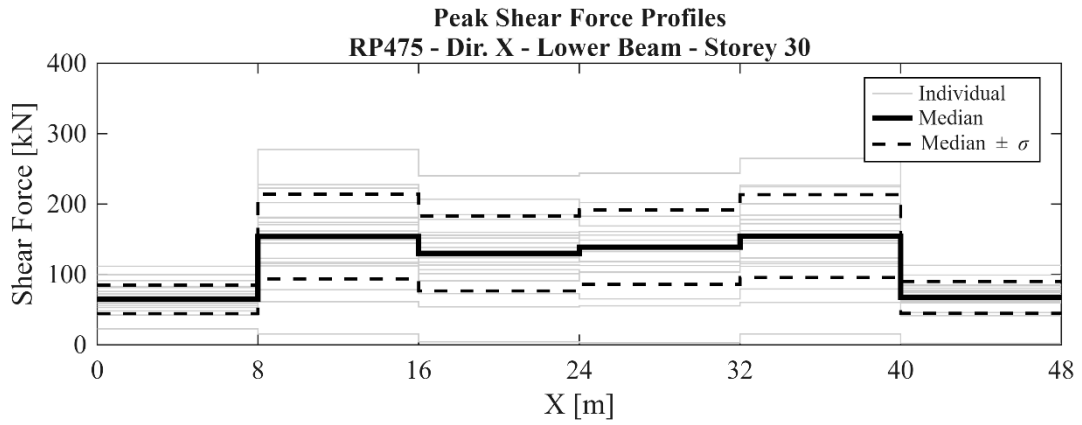


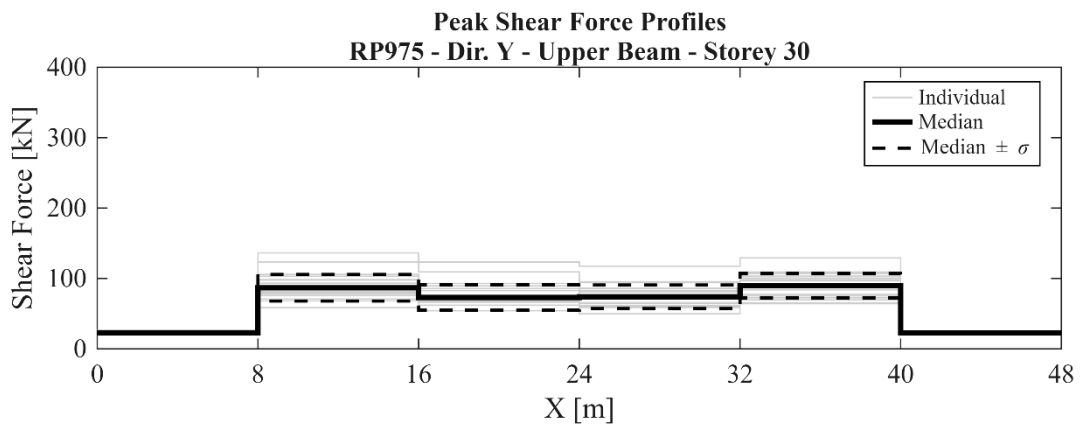
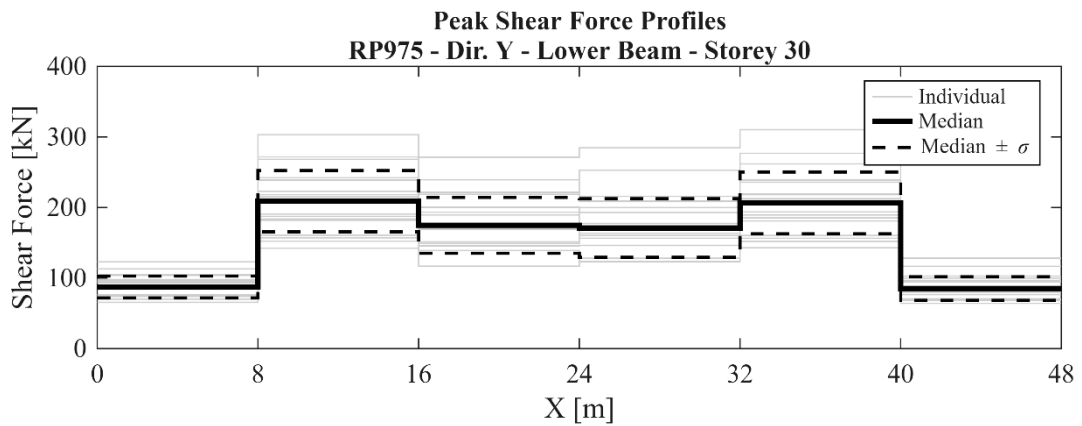
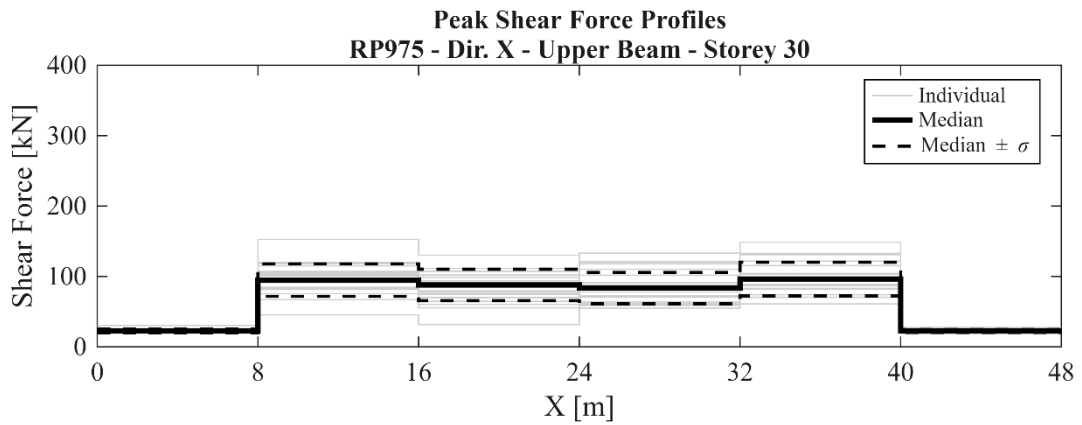
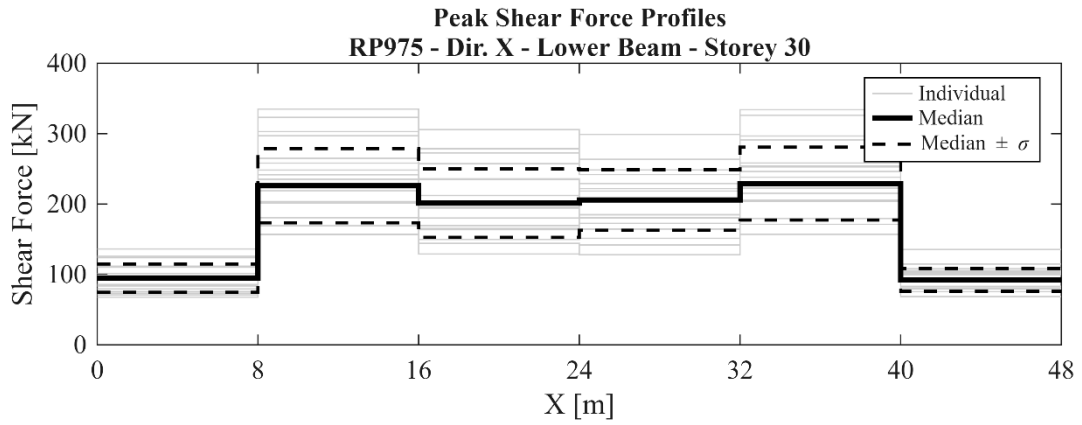


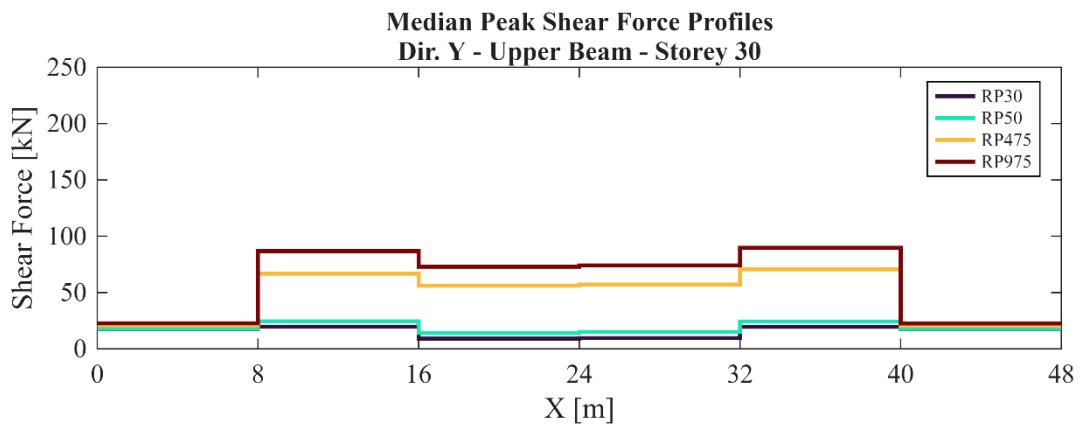
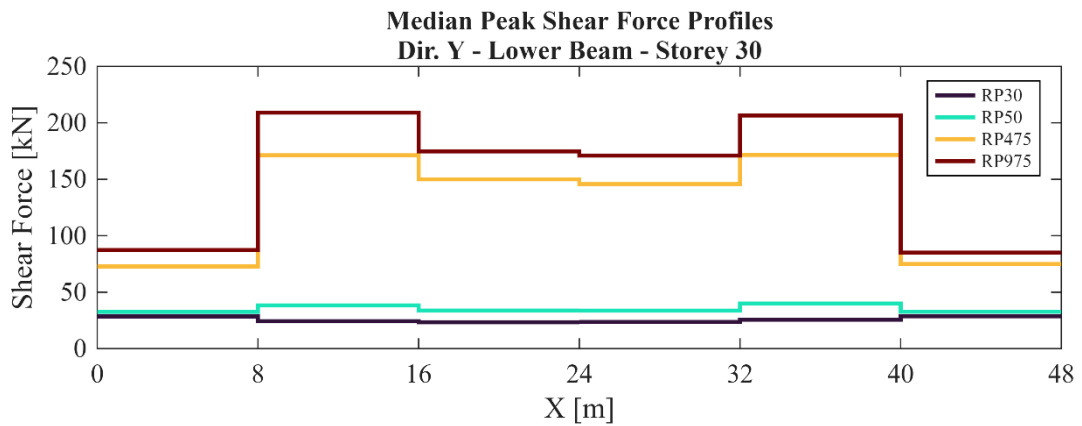
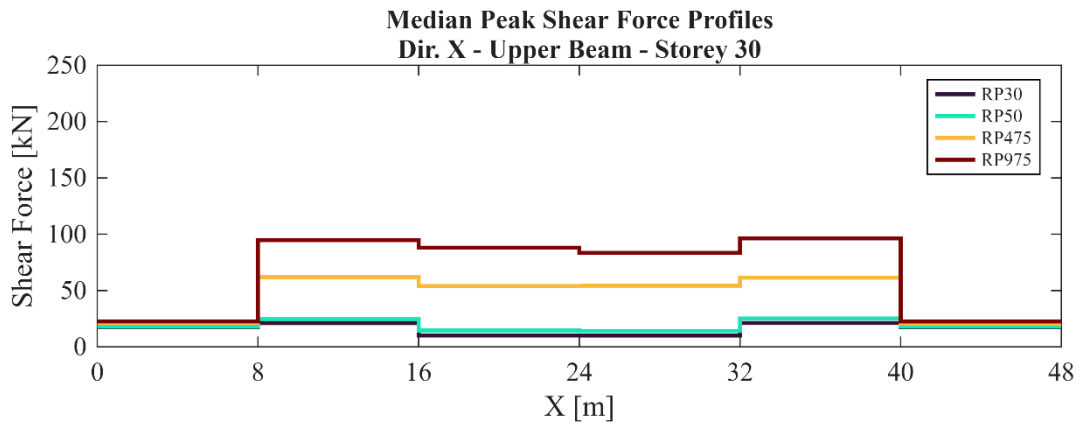
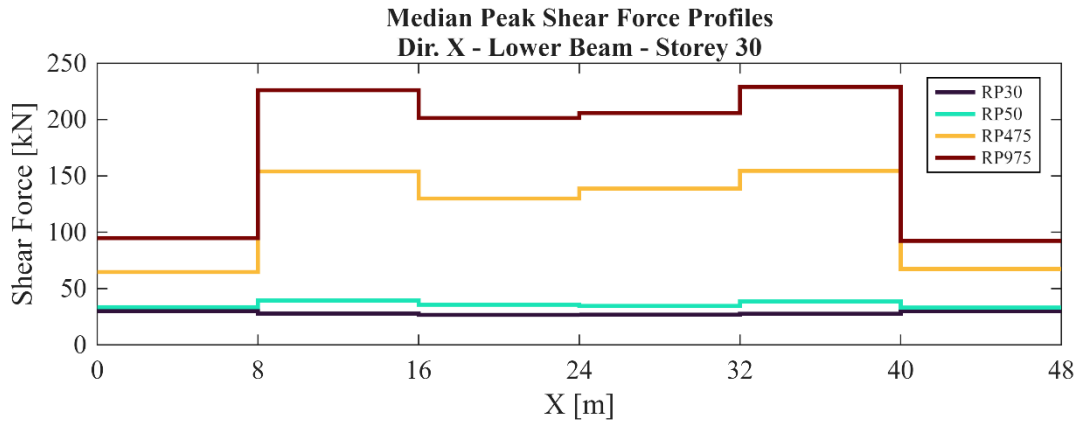


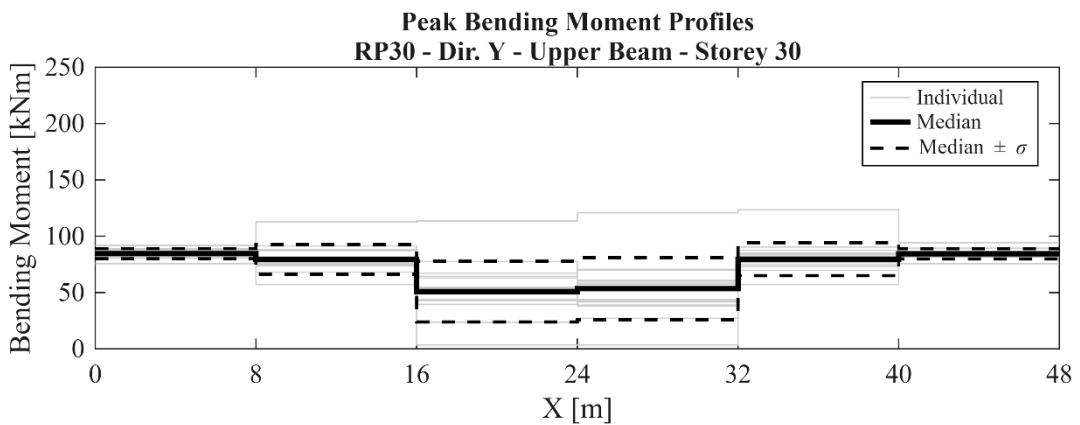
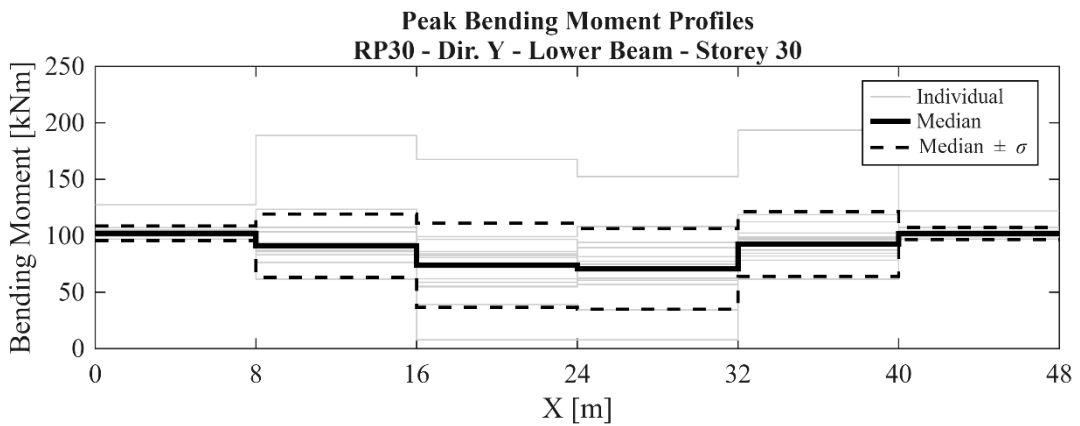
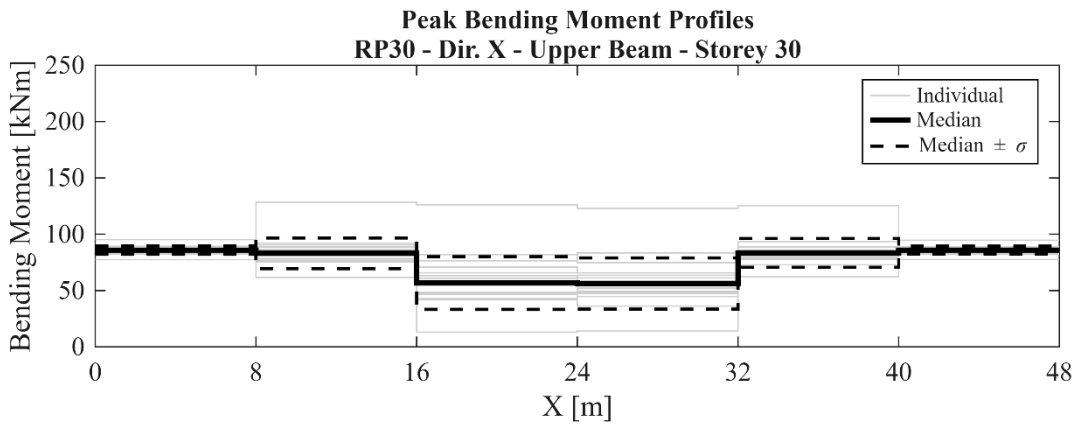
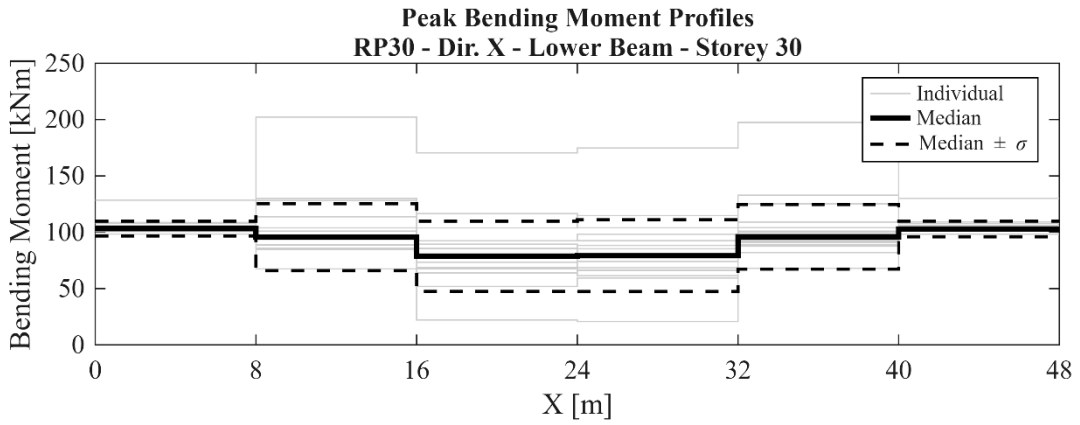


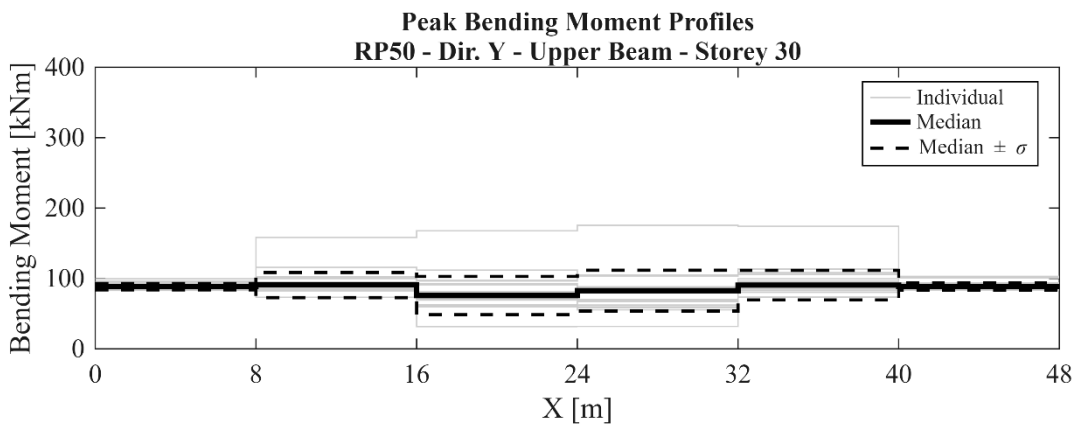
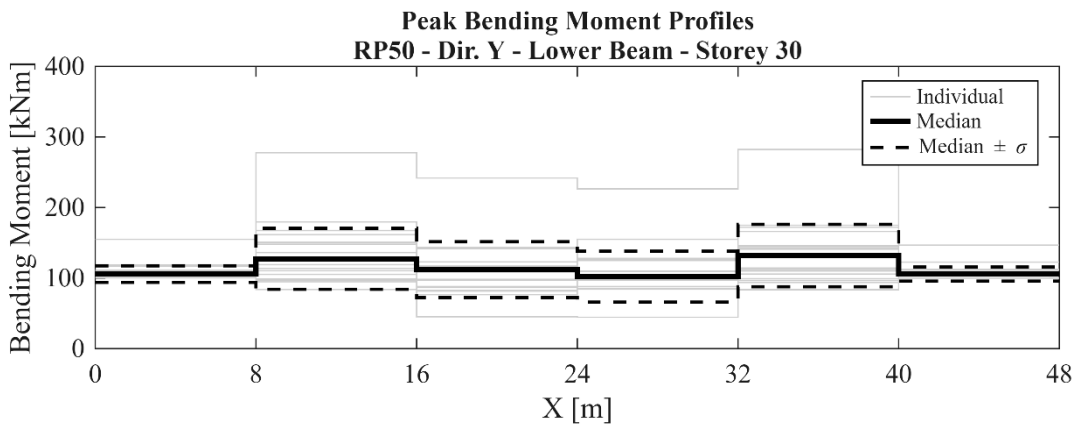
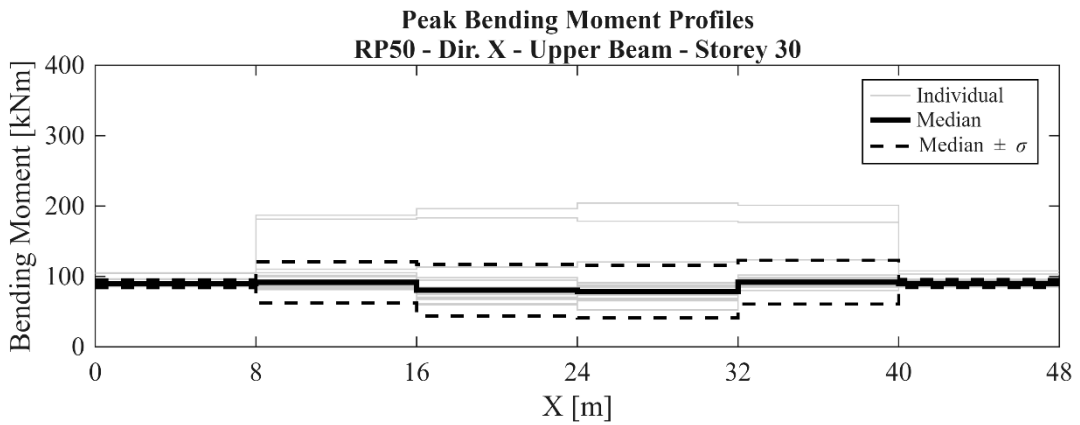
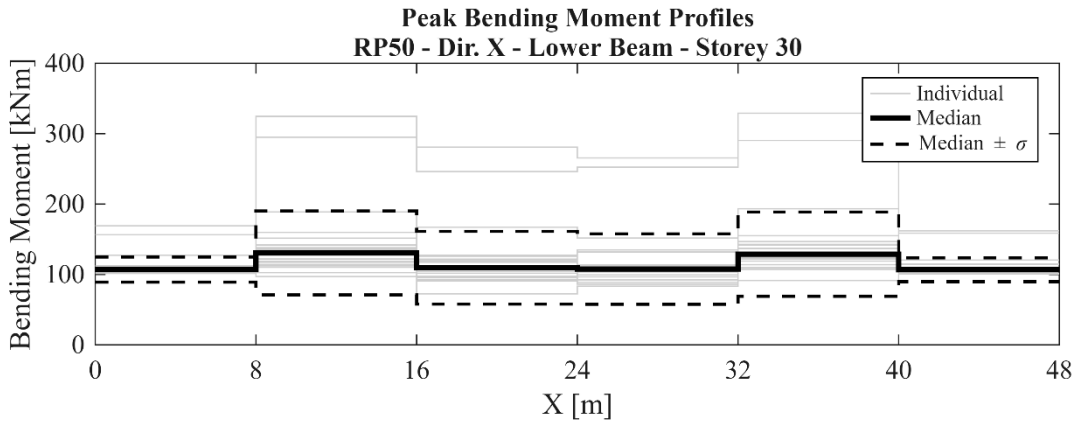


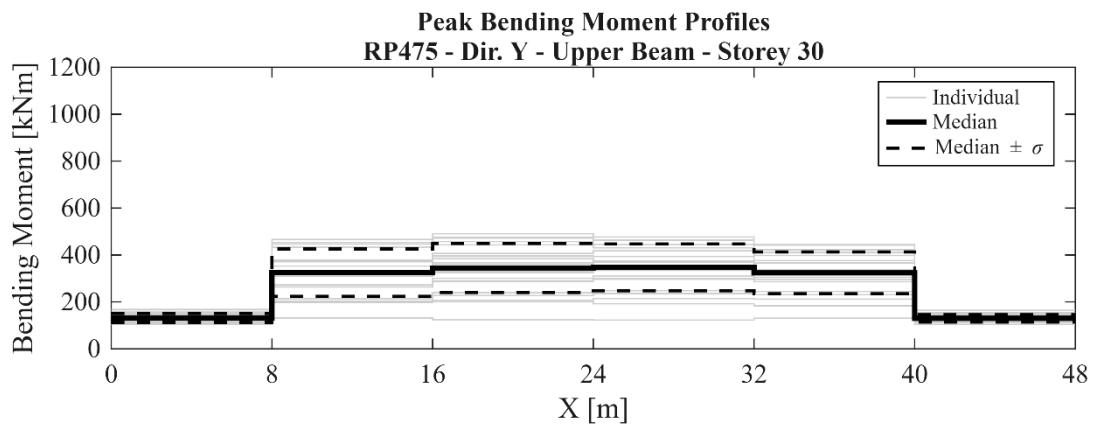
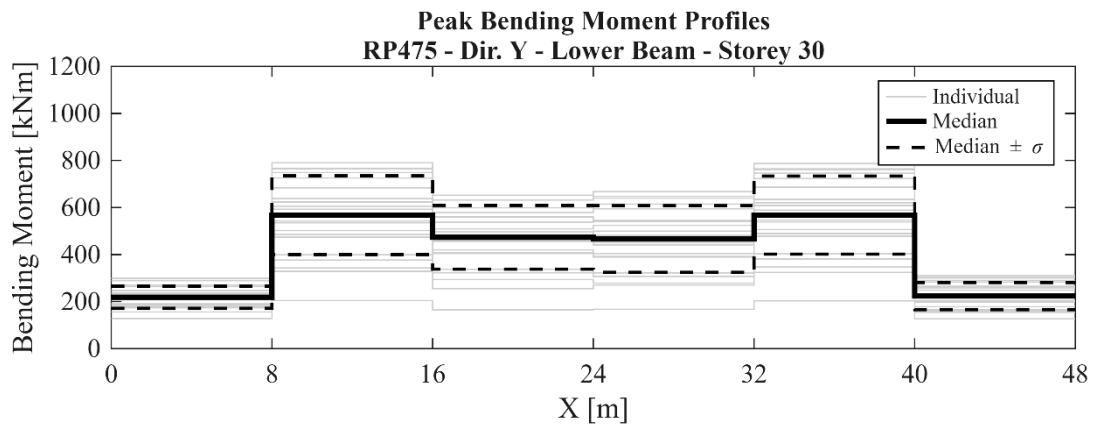
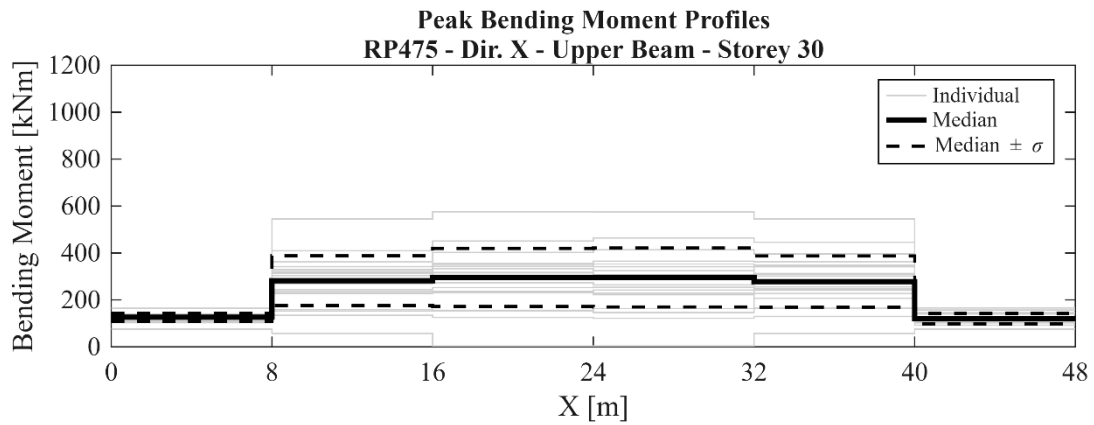
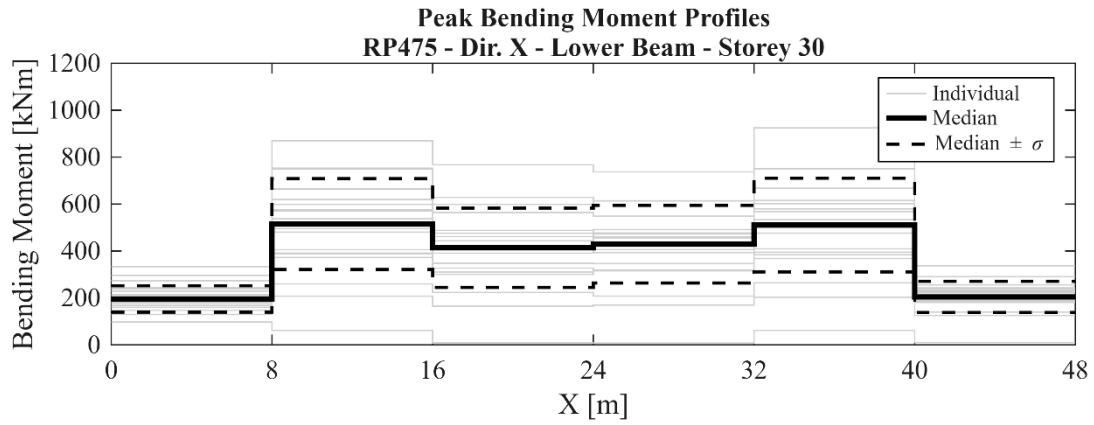


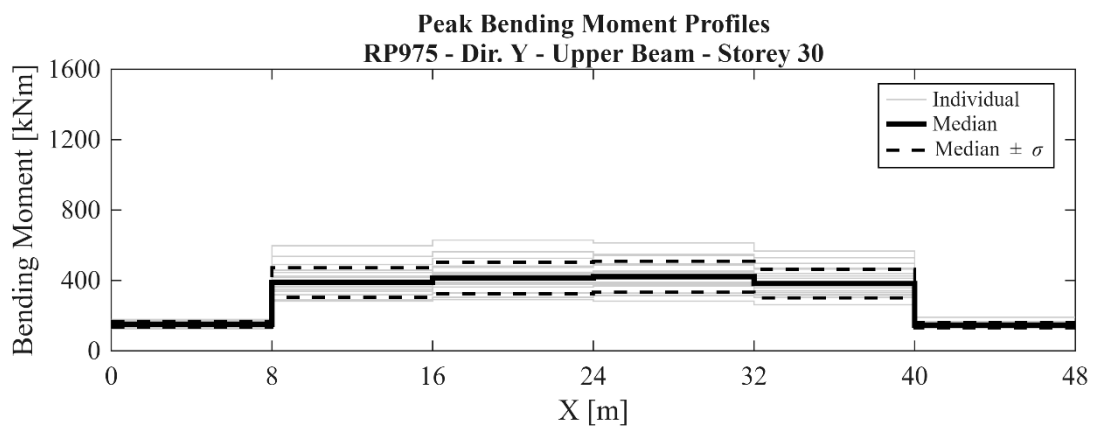
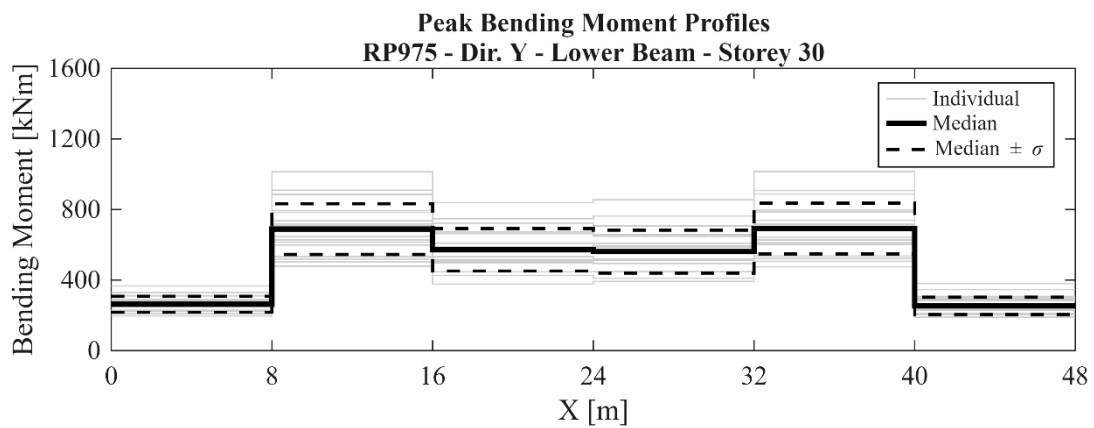
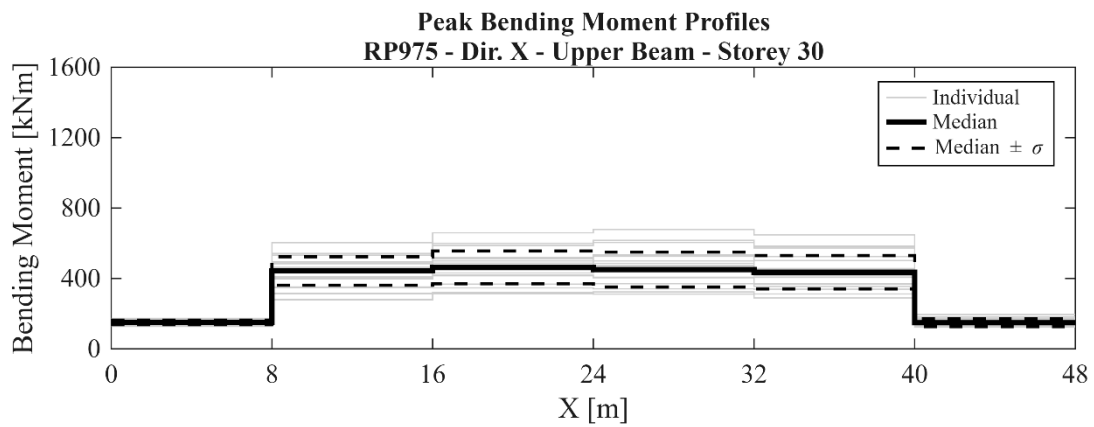
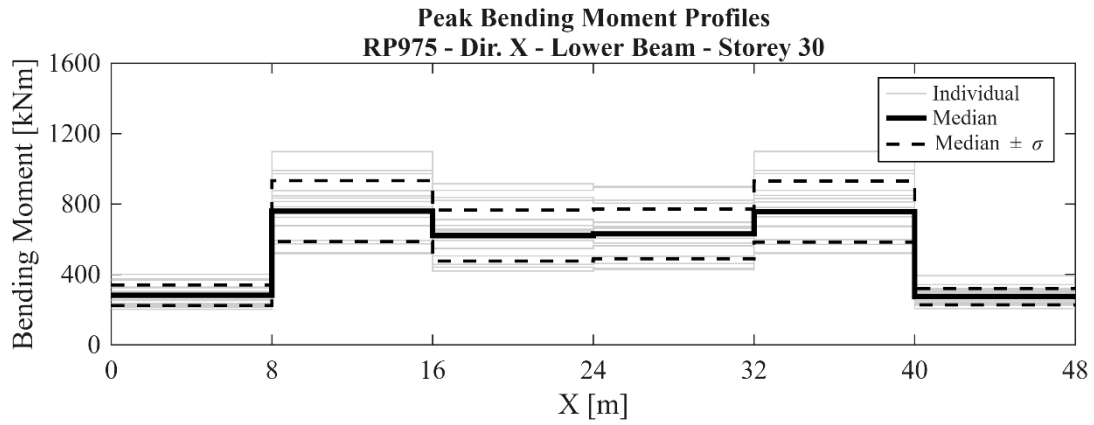


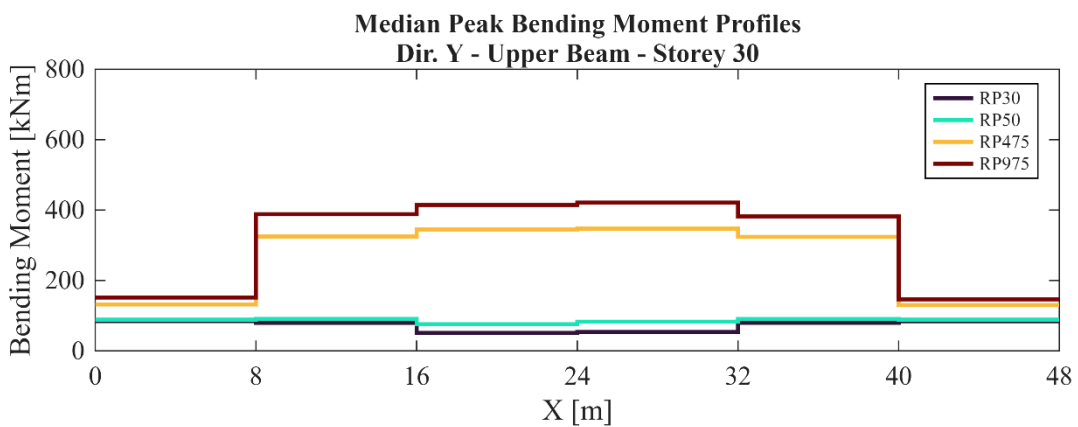
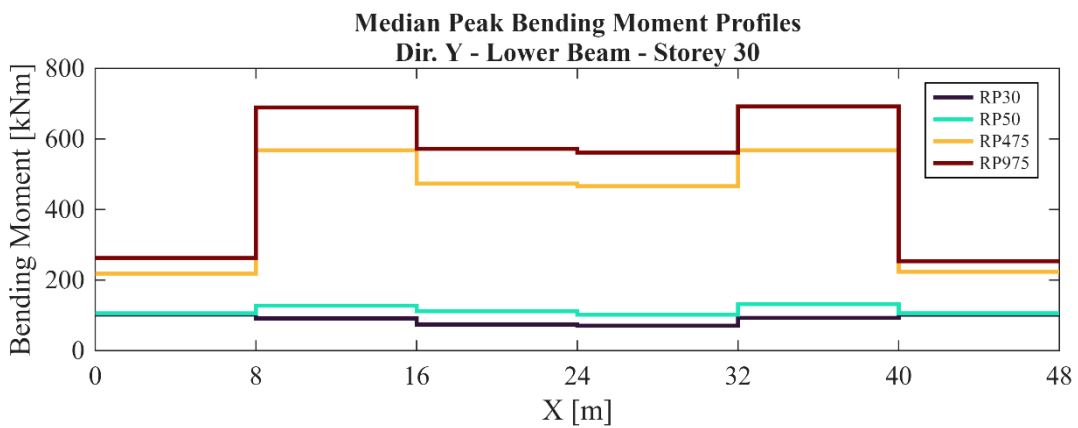
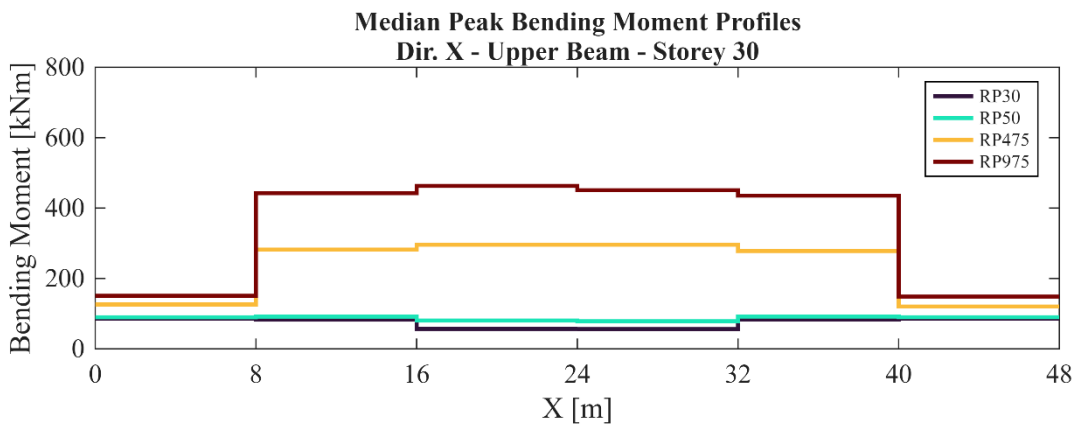
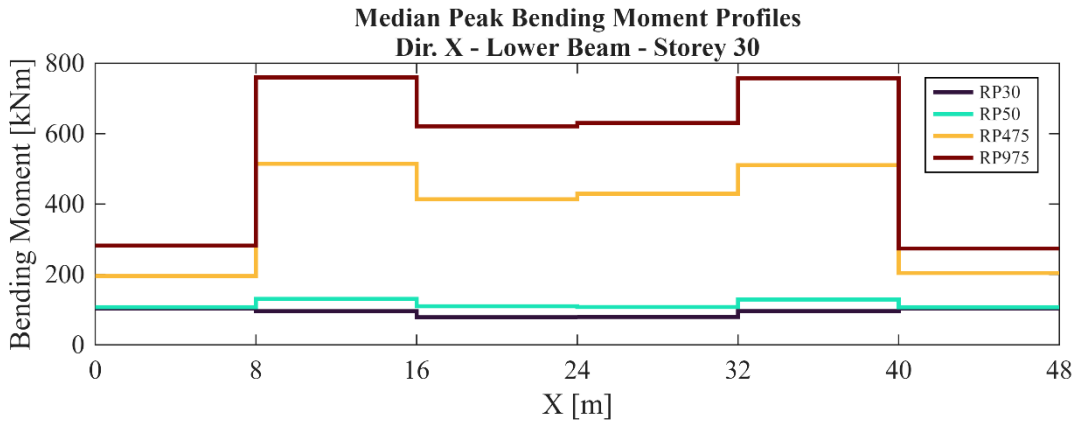




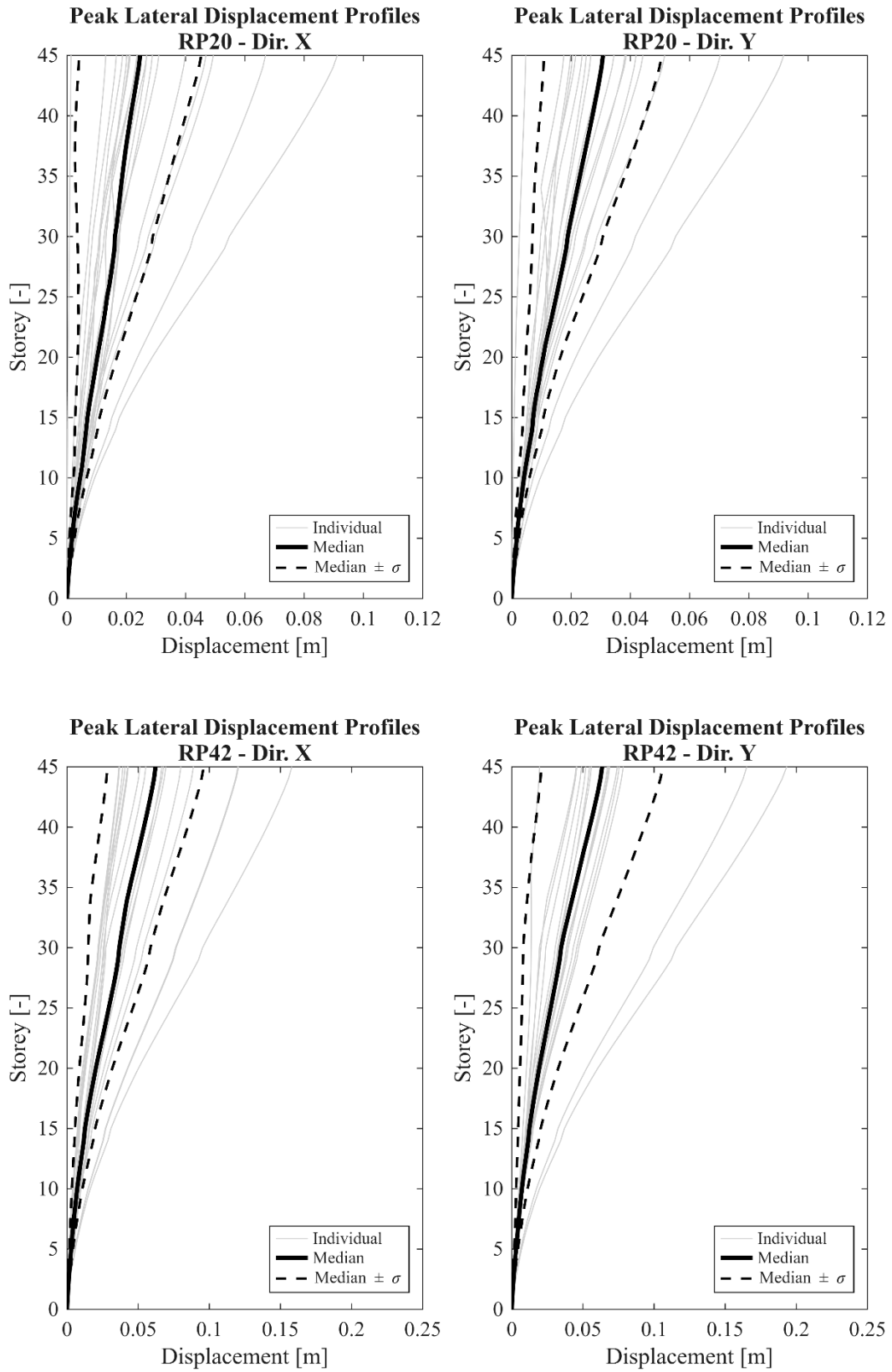


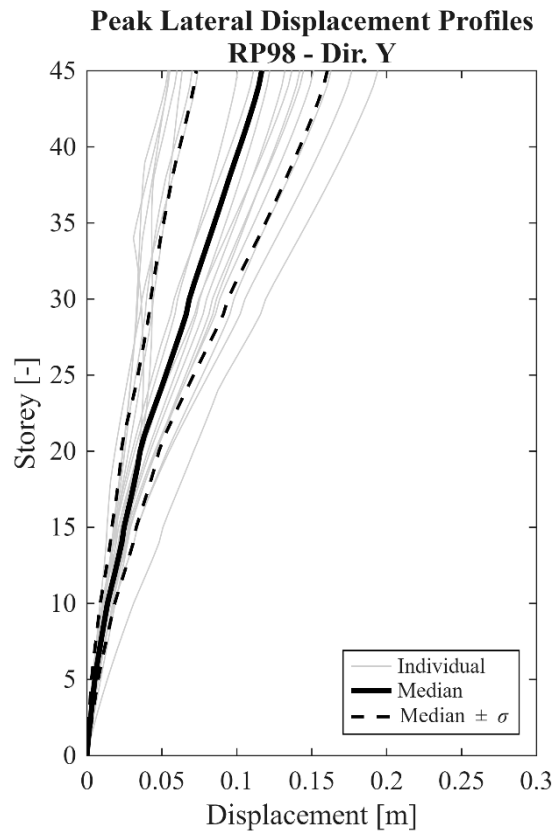
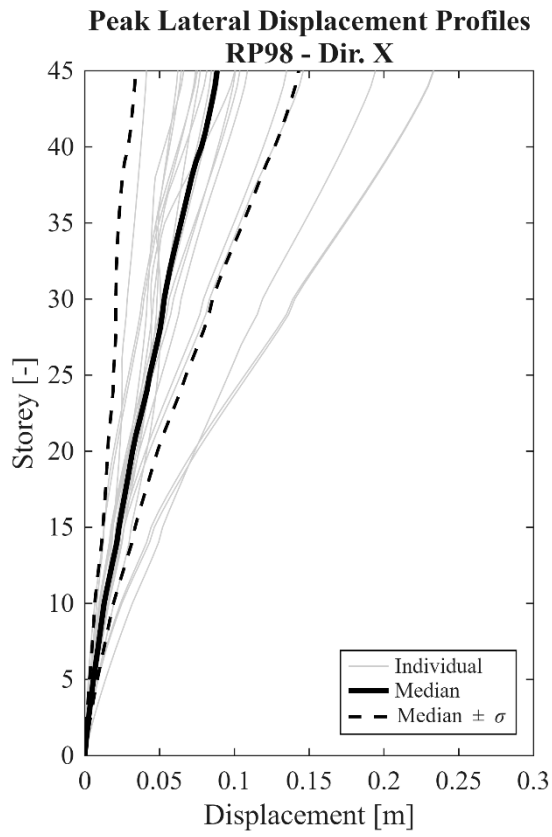
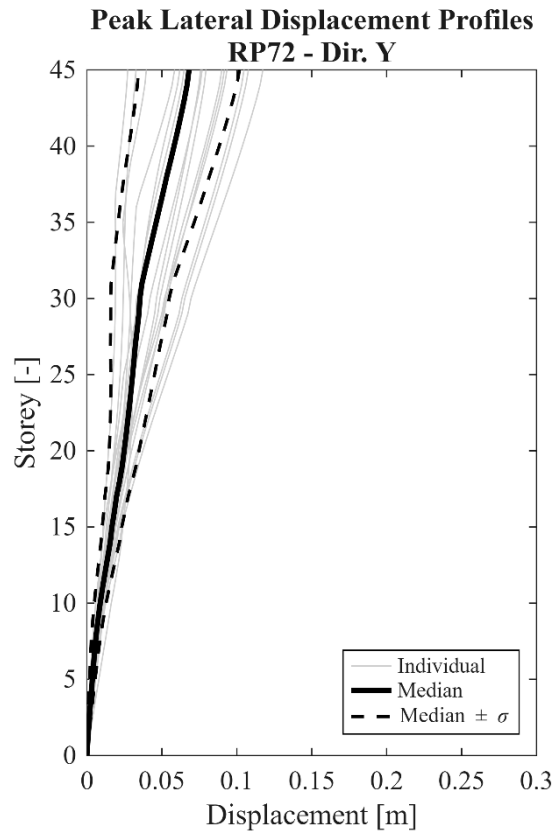
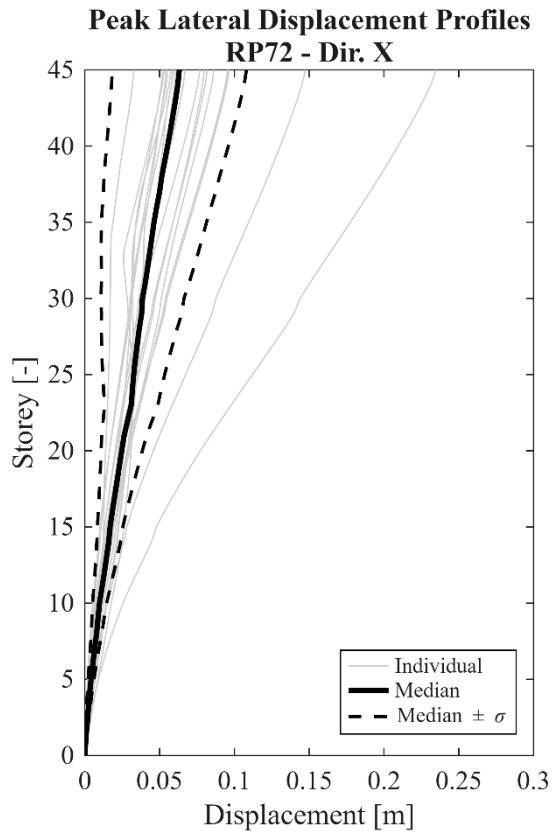


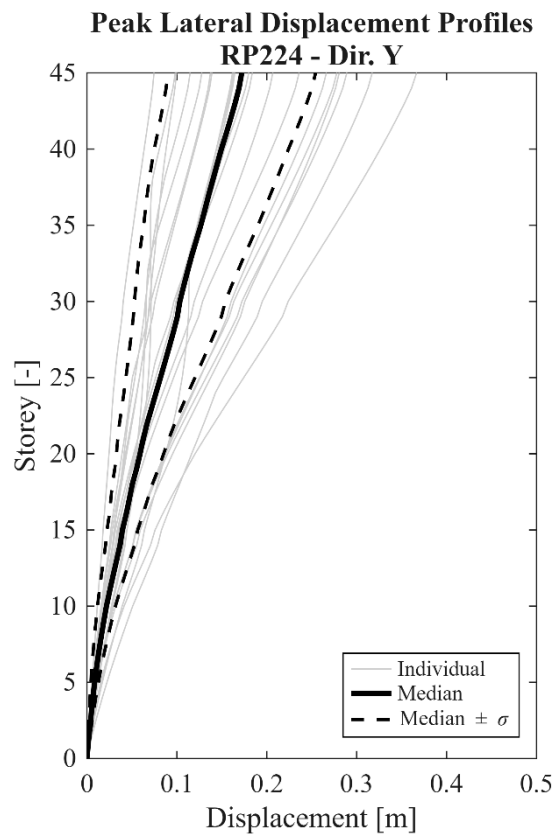
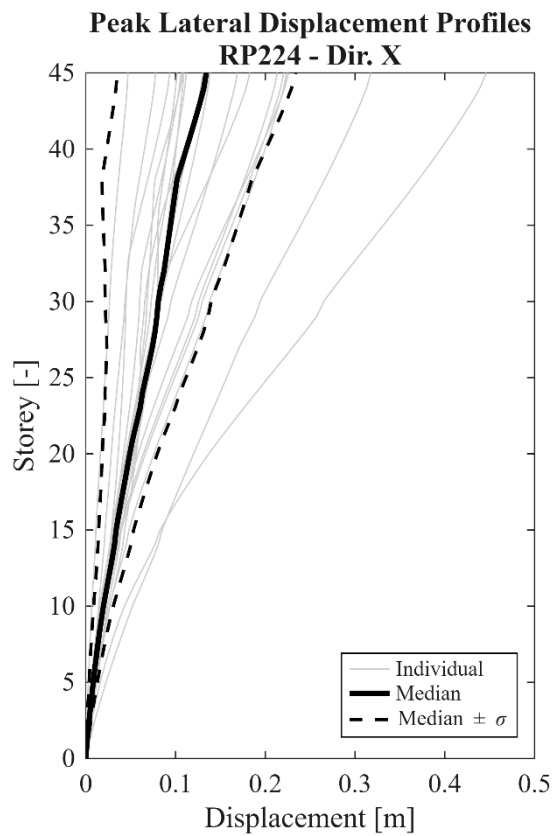
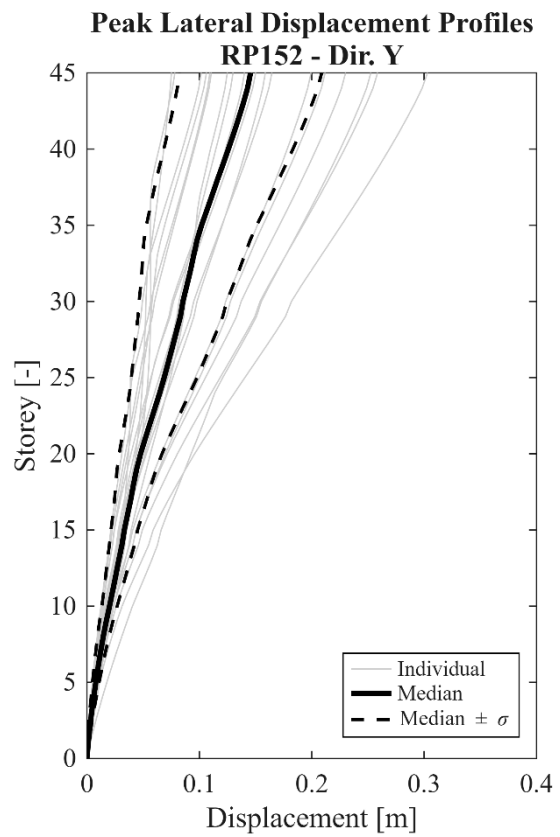
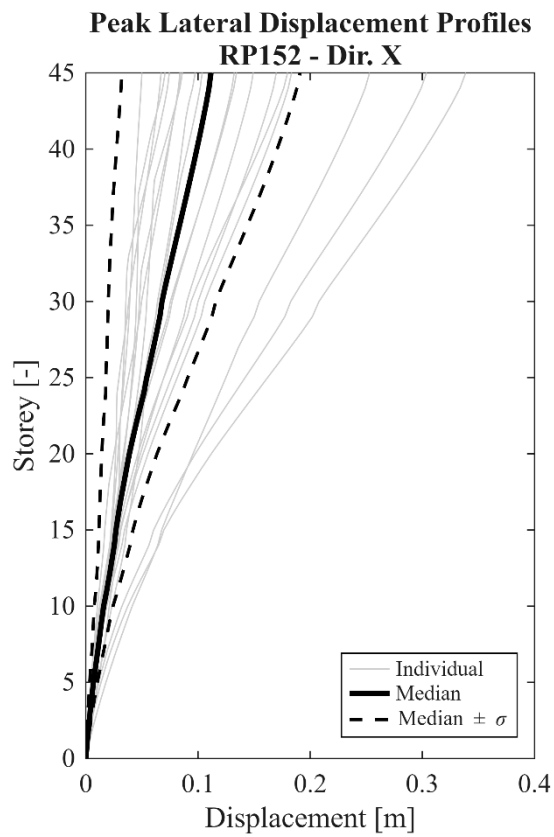


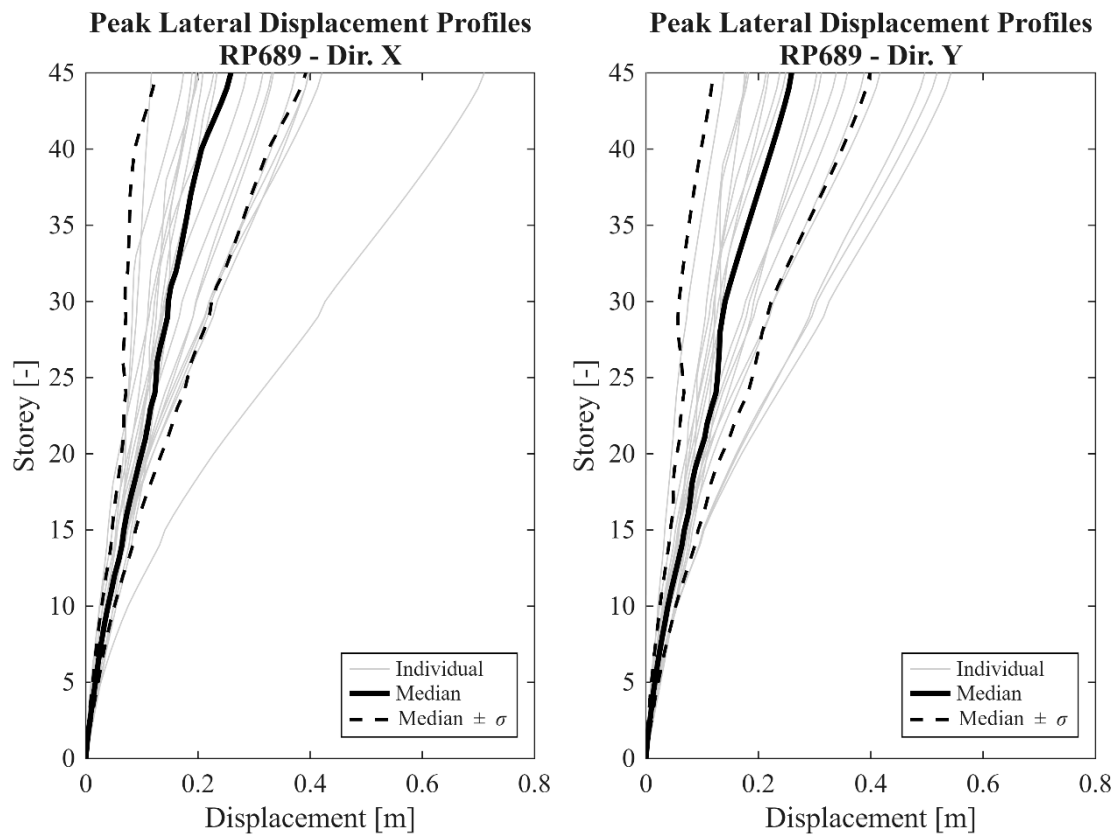
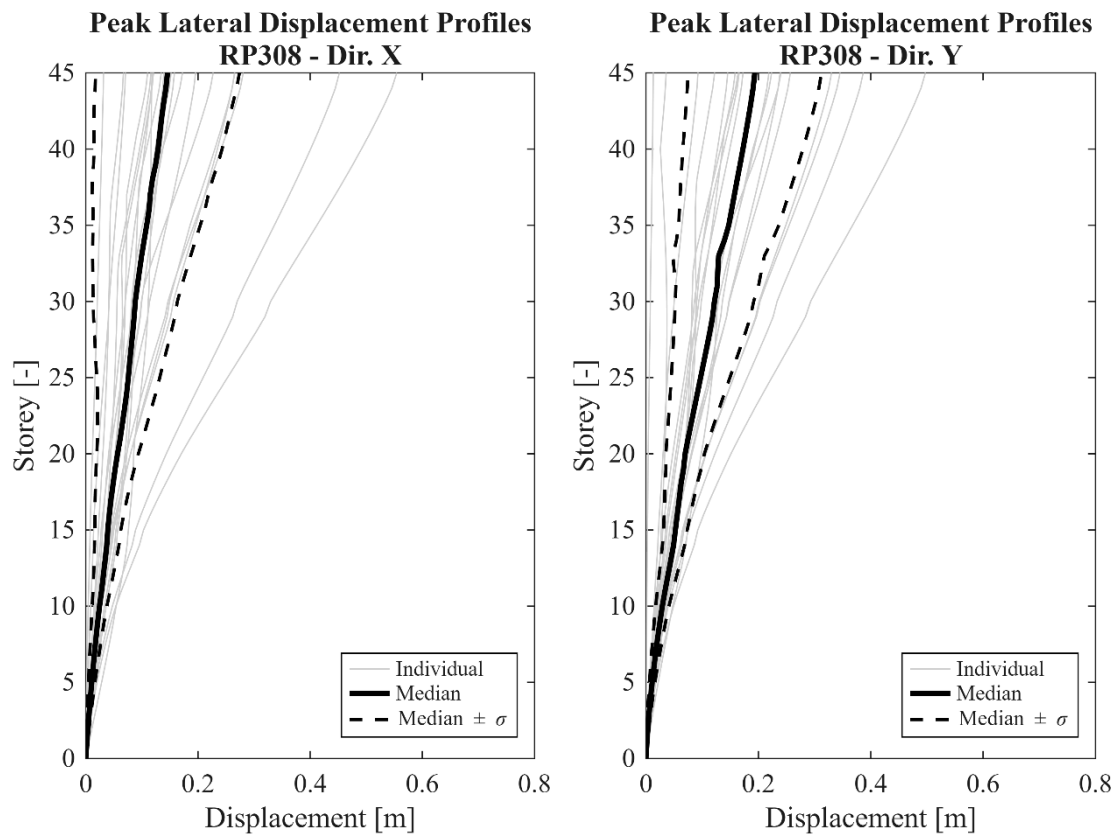


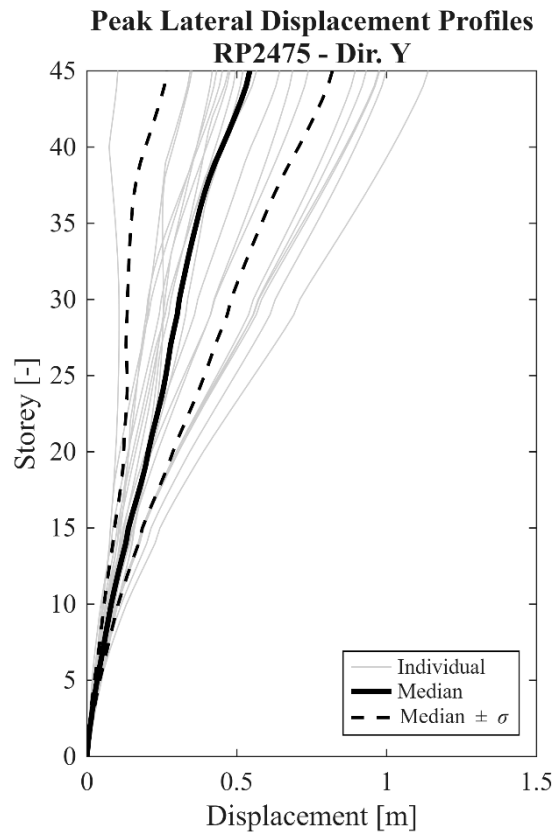
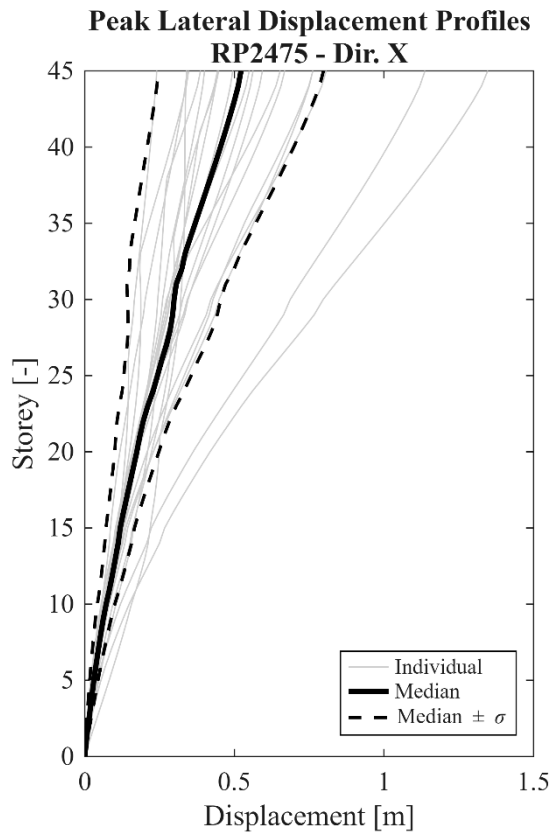
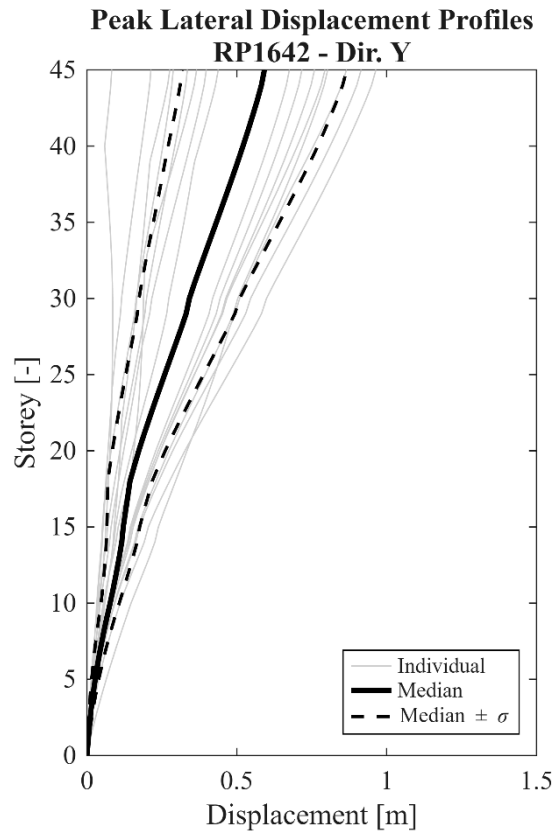
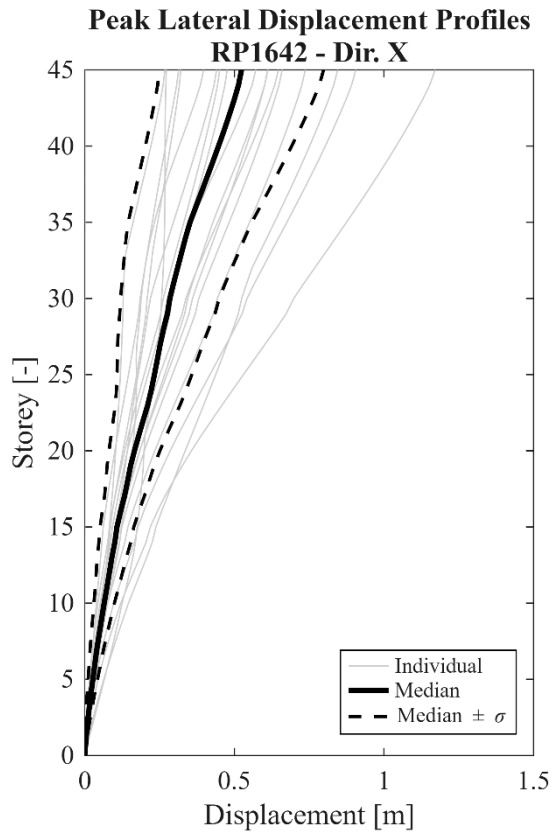
7.3. Edificio 3 (45 piani, 180 m)

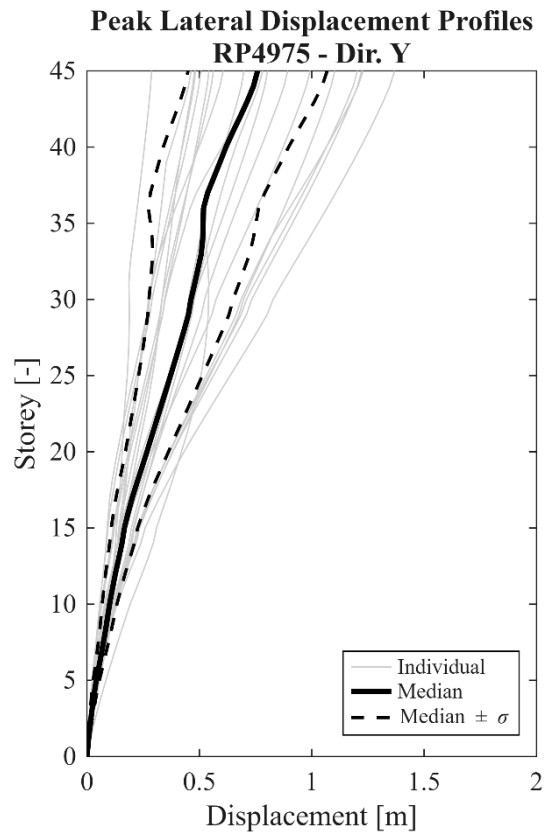
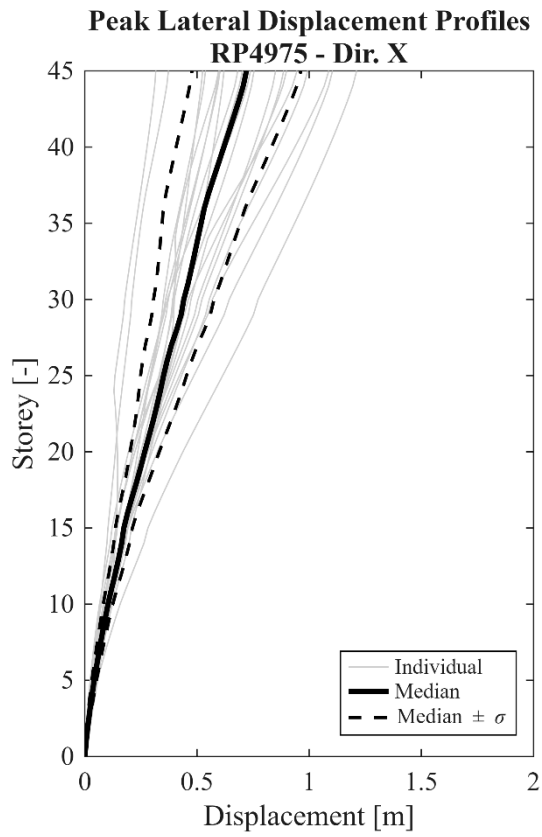
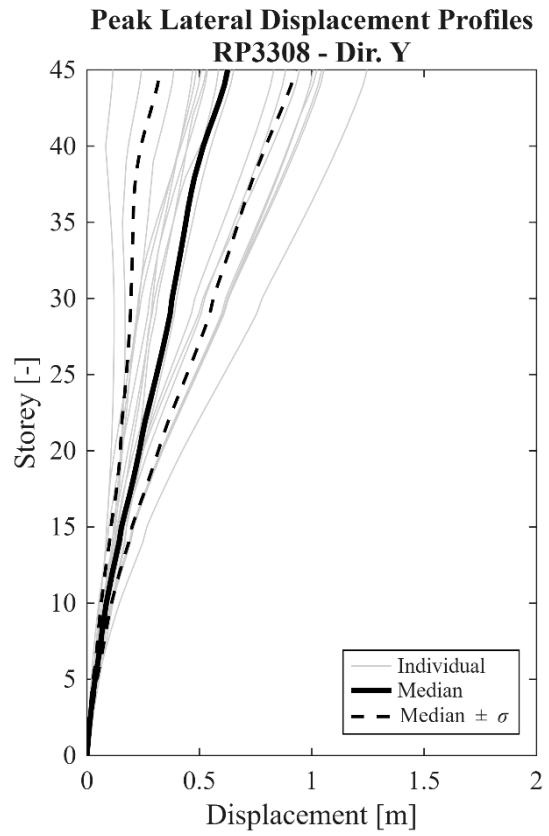
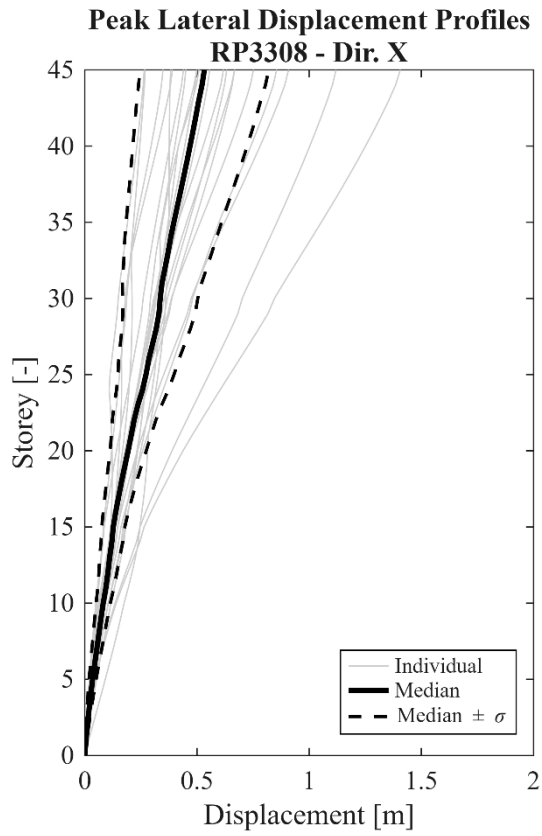


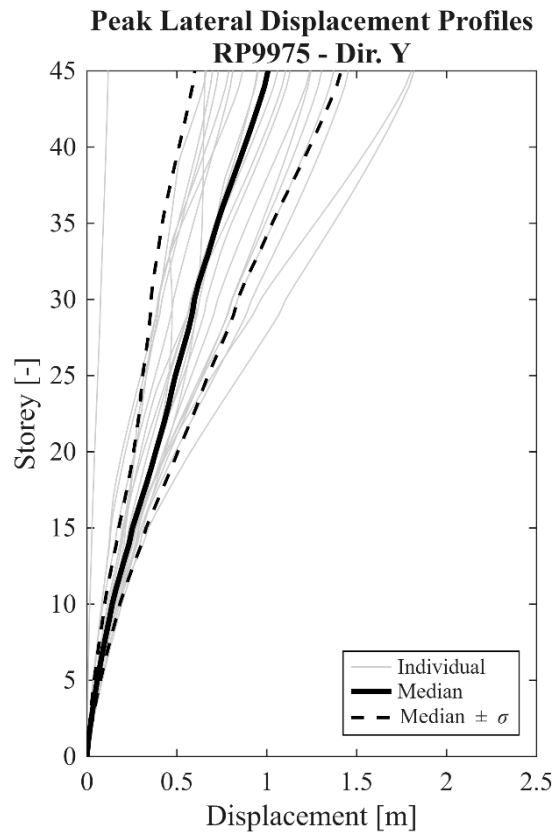
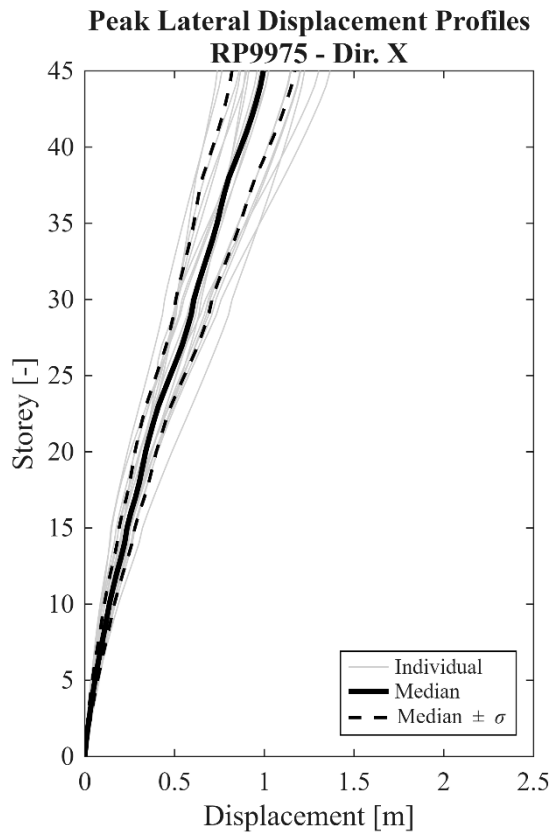
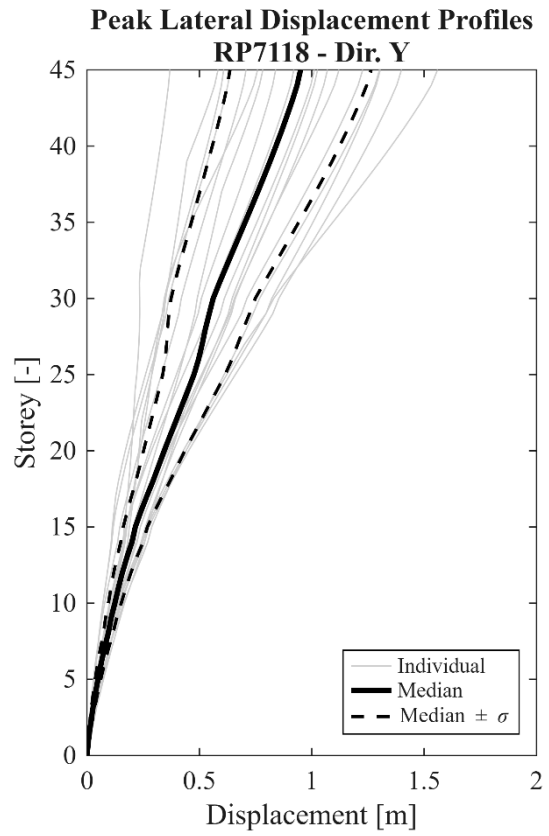
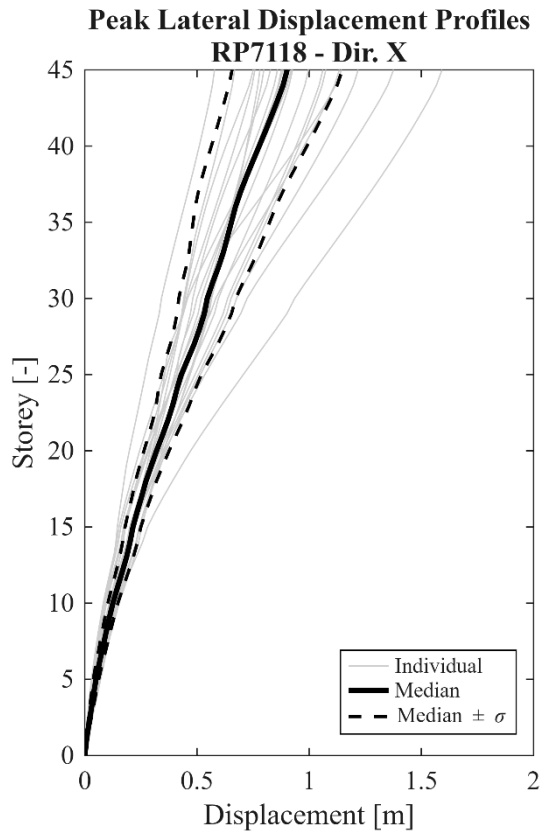


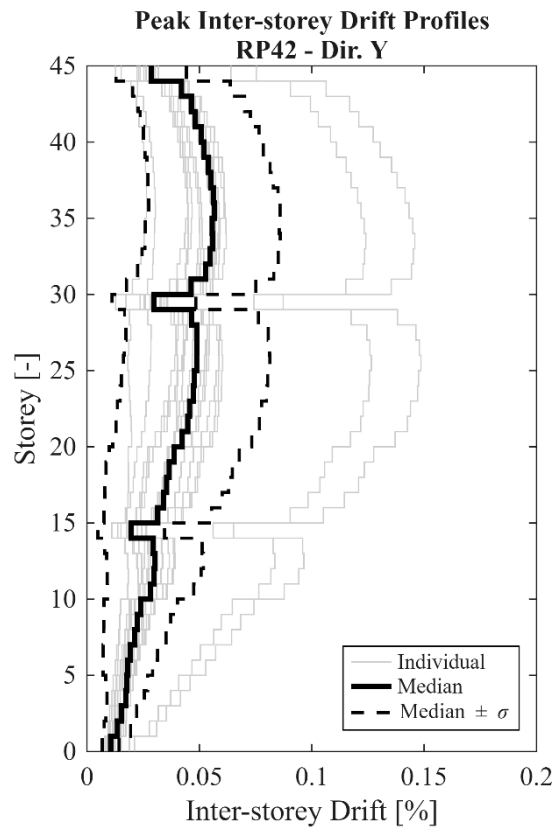
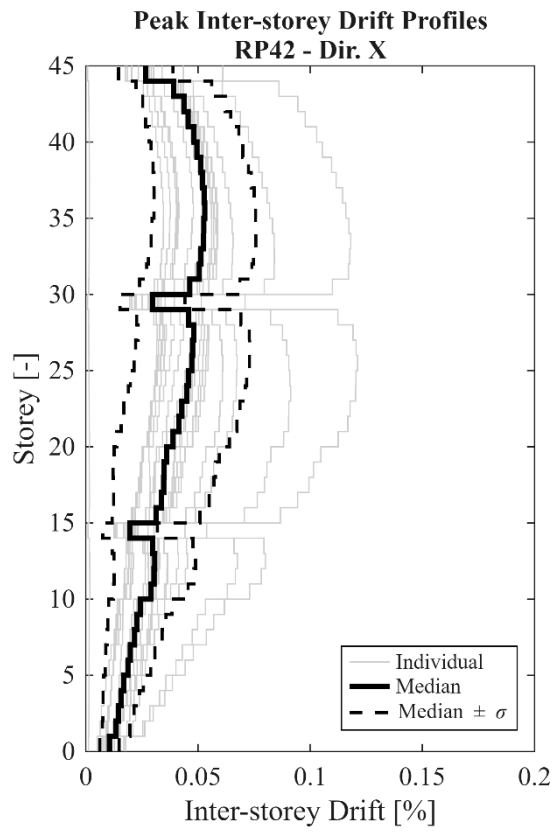
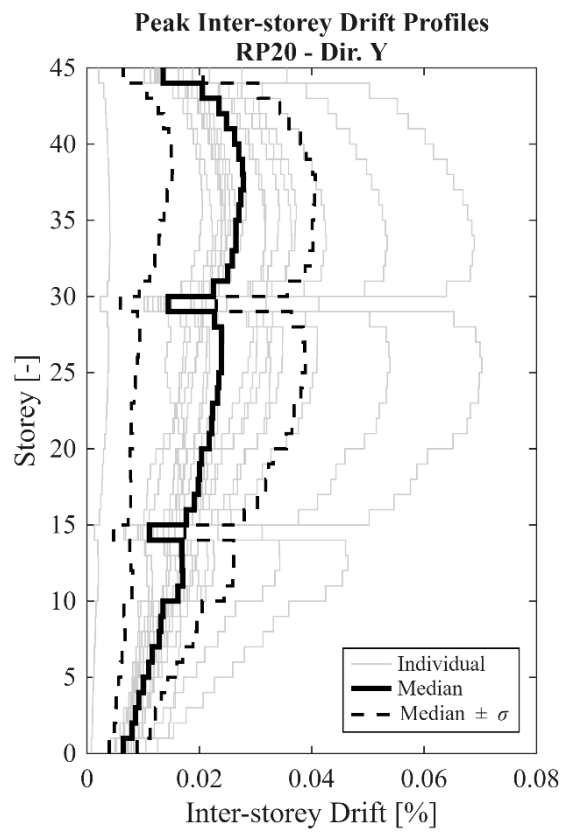
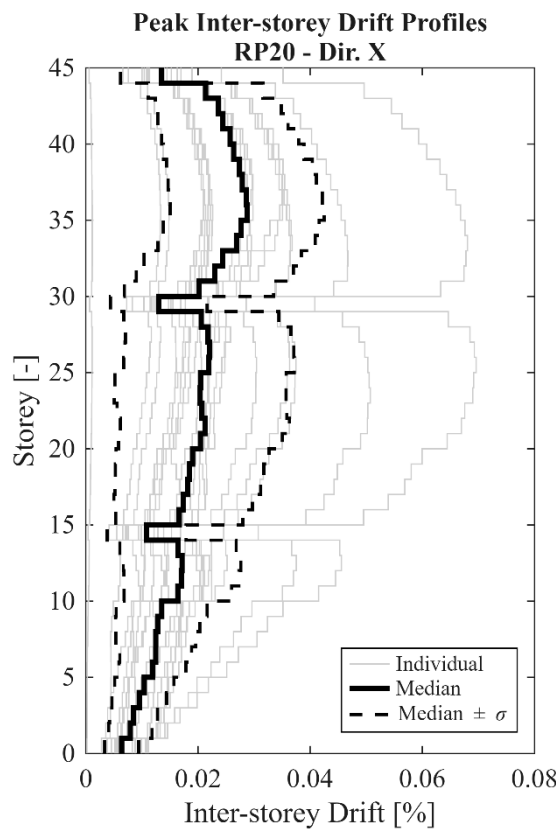


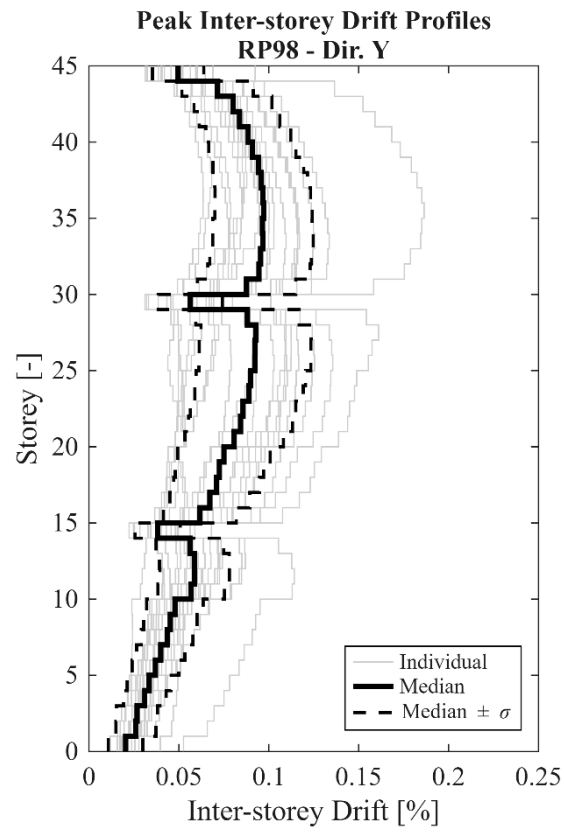
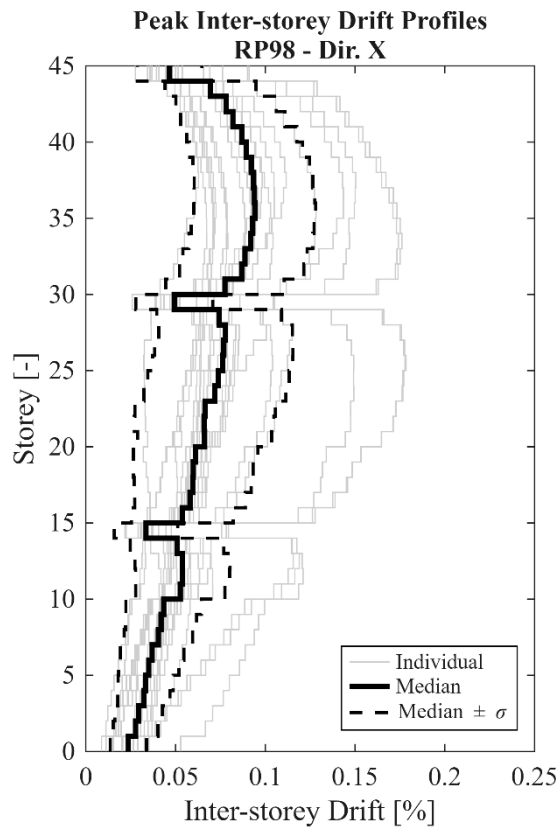
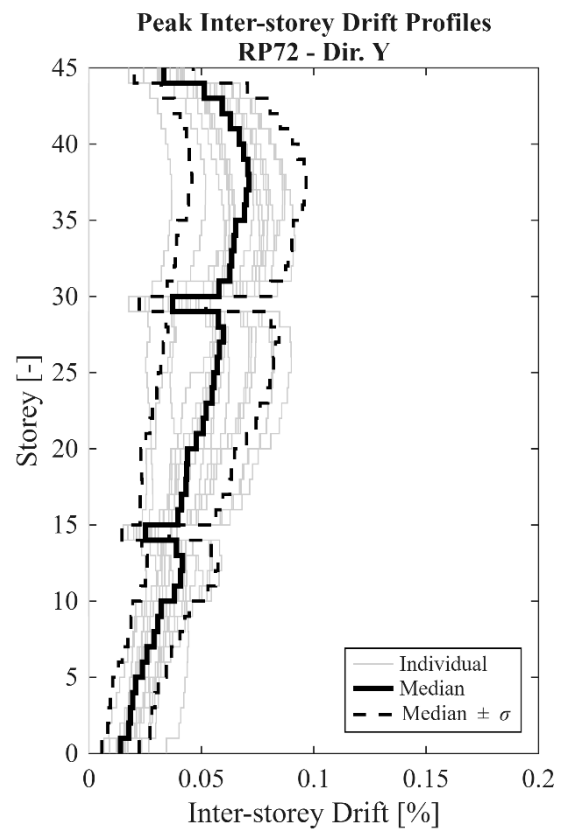
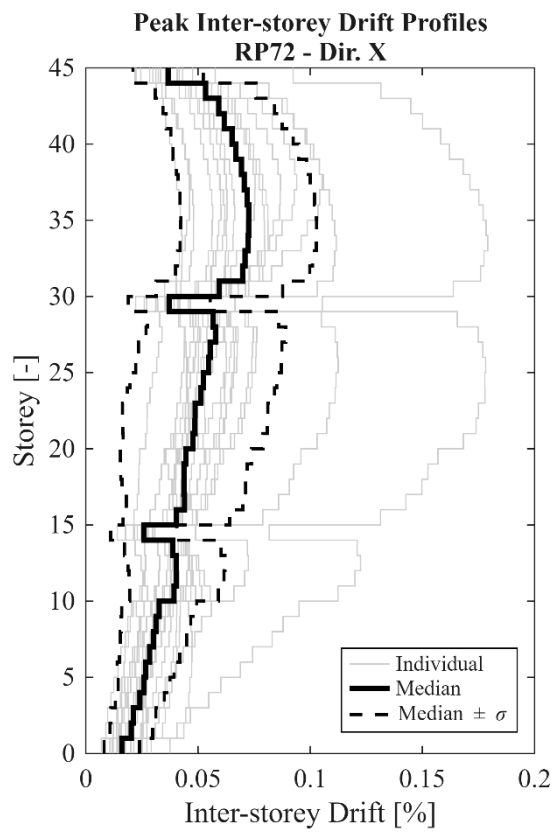


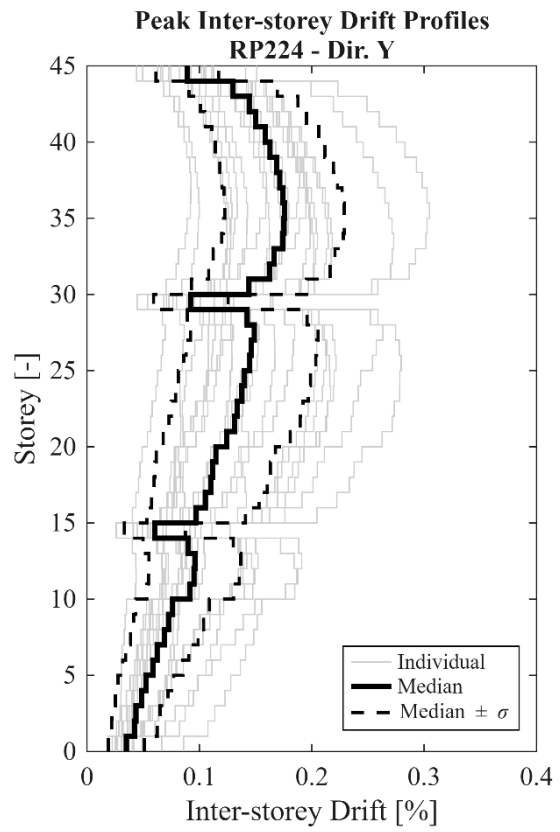
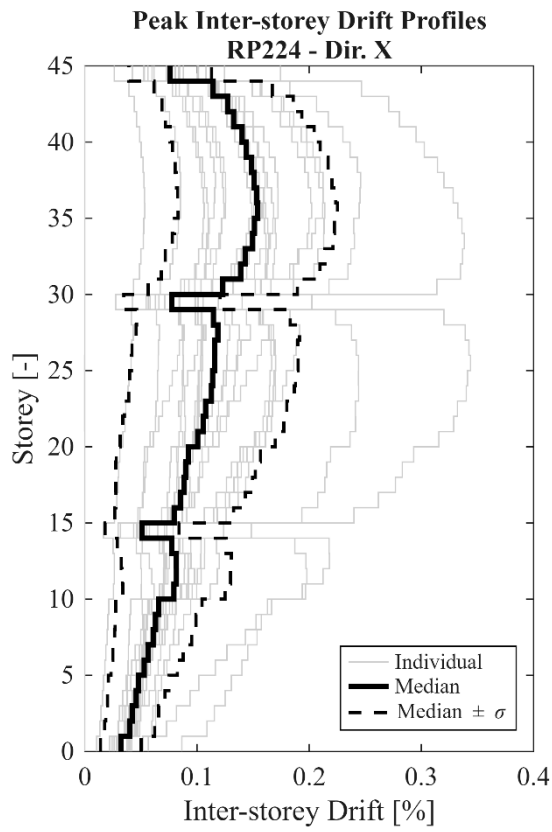
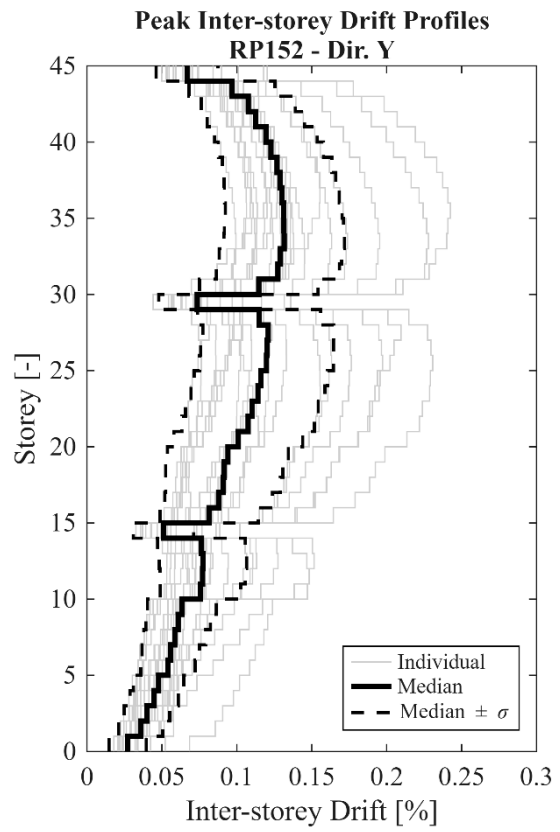
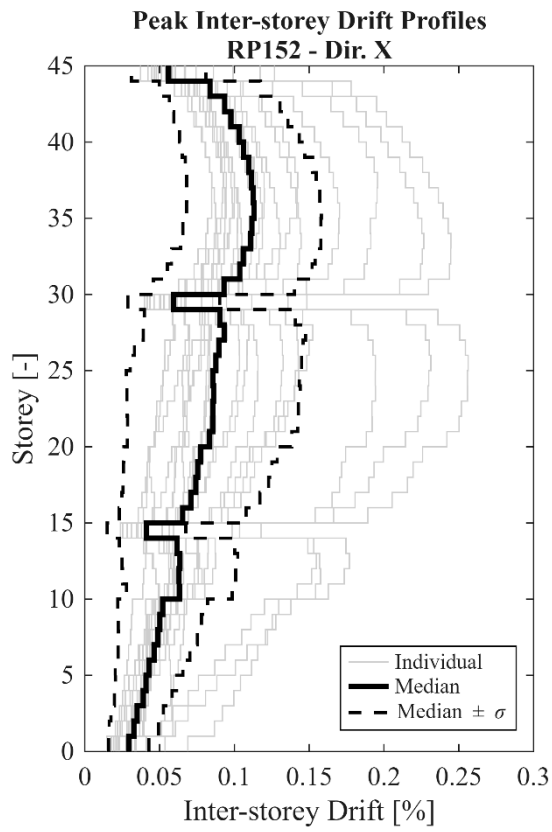


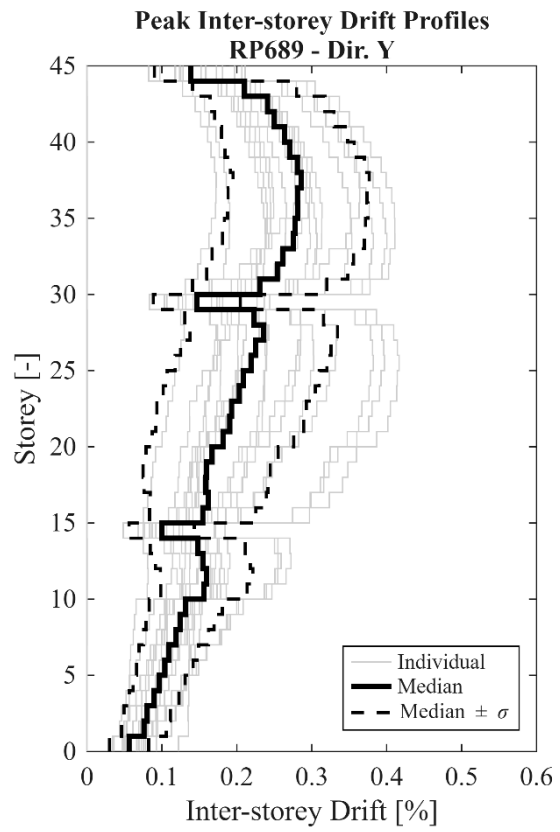
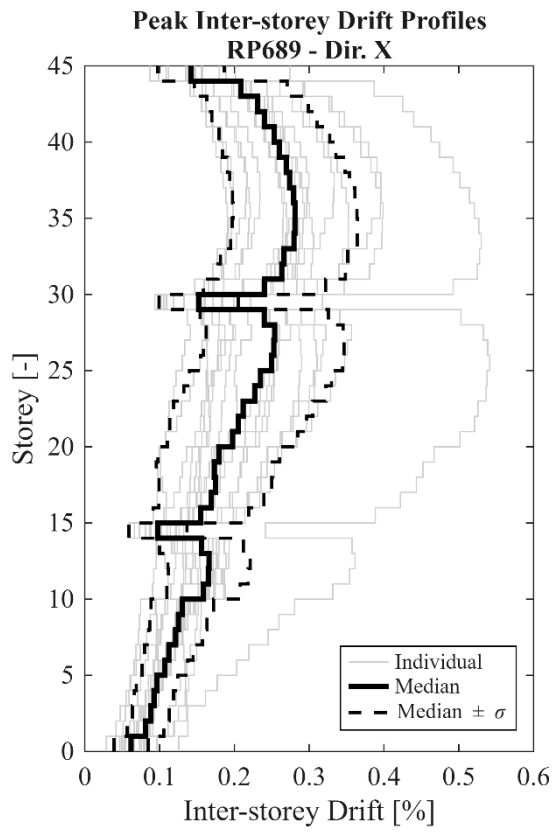
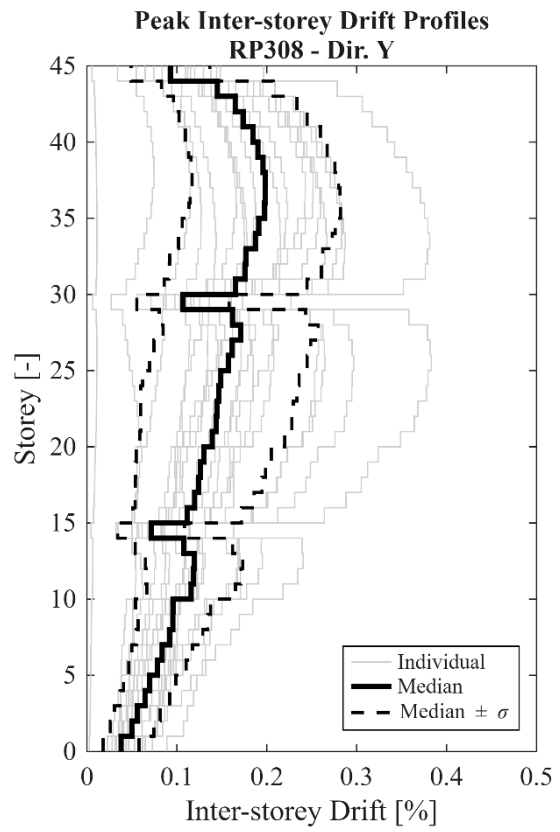
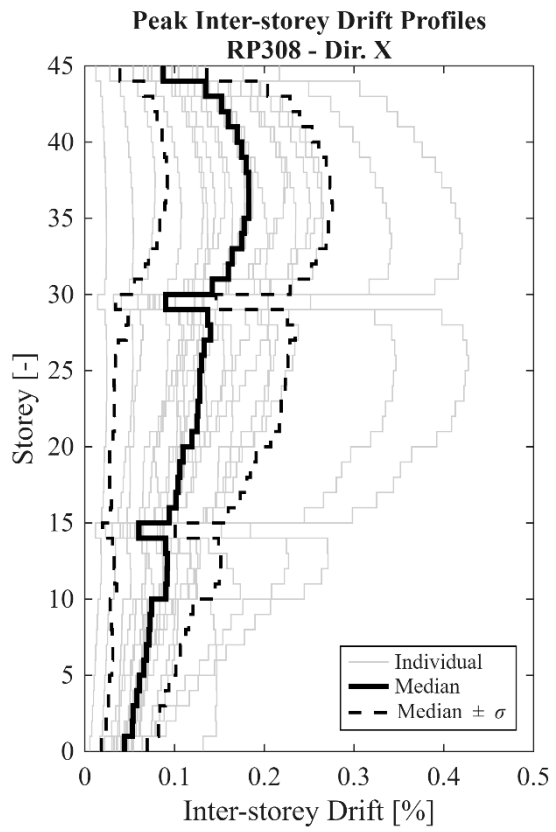


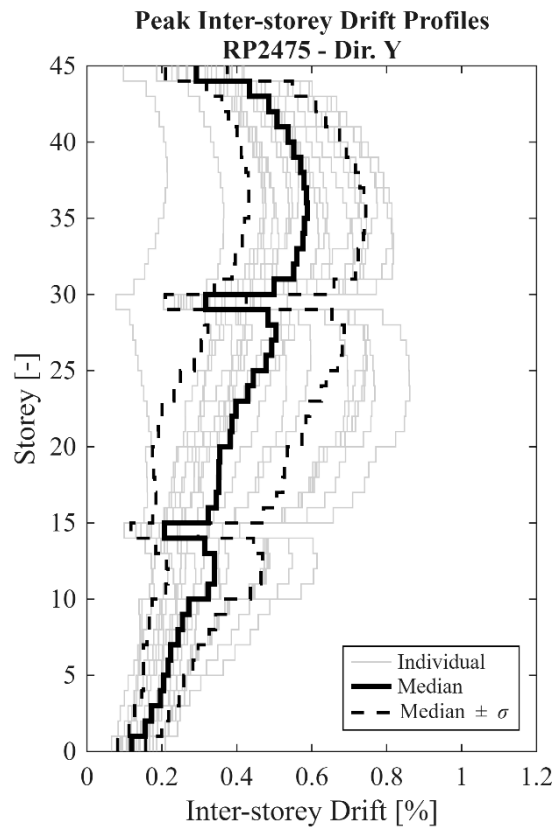
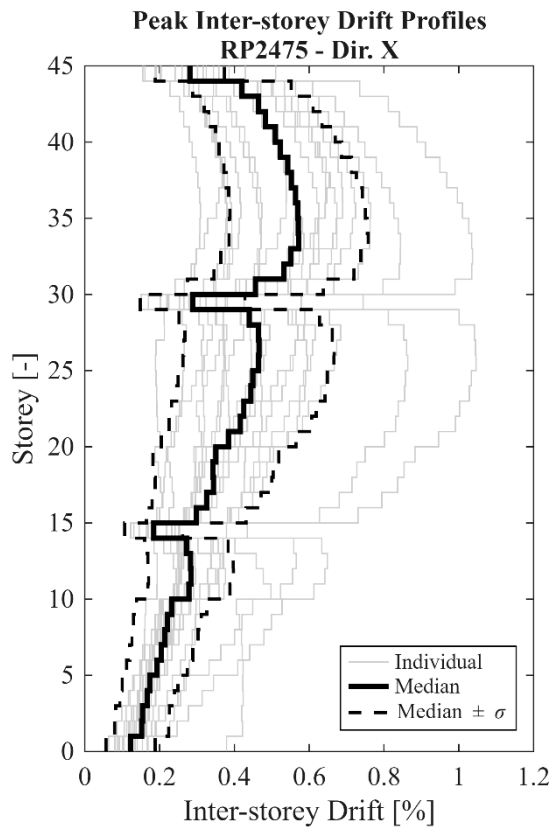
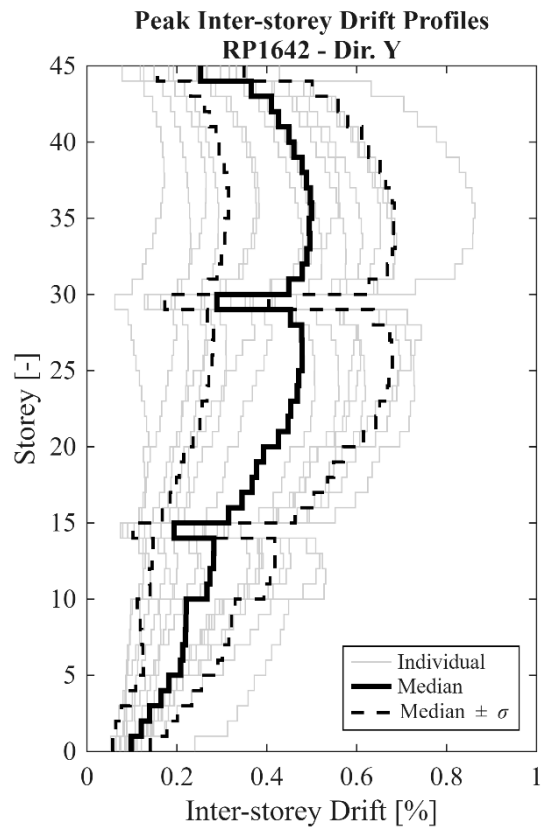
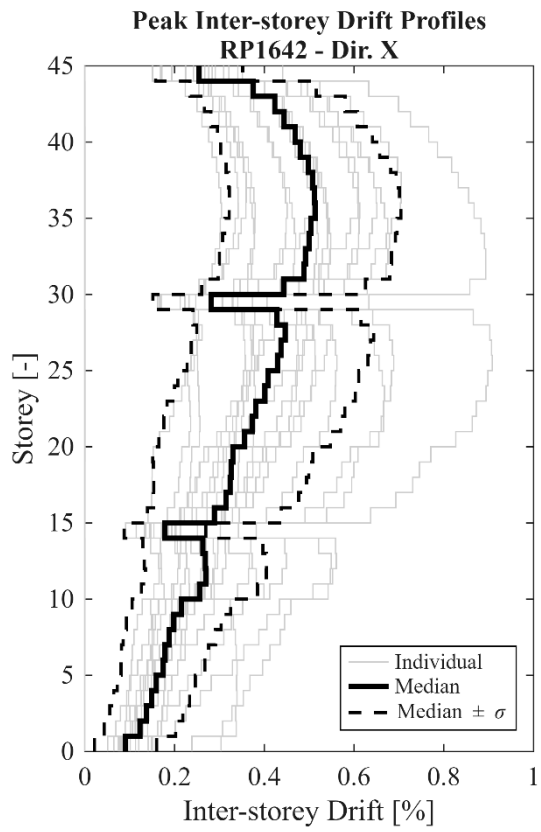


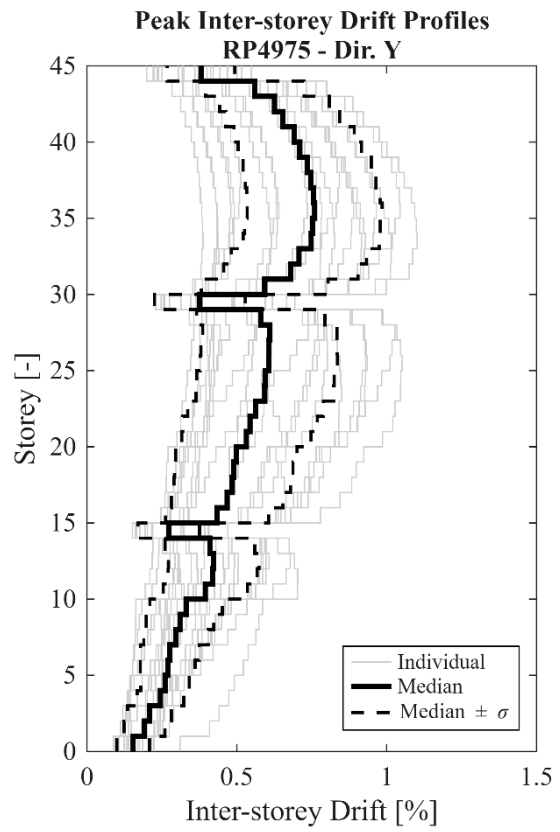
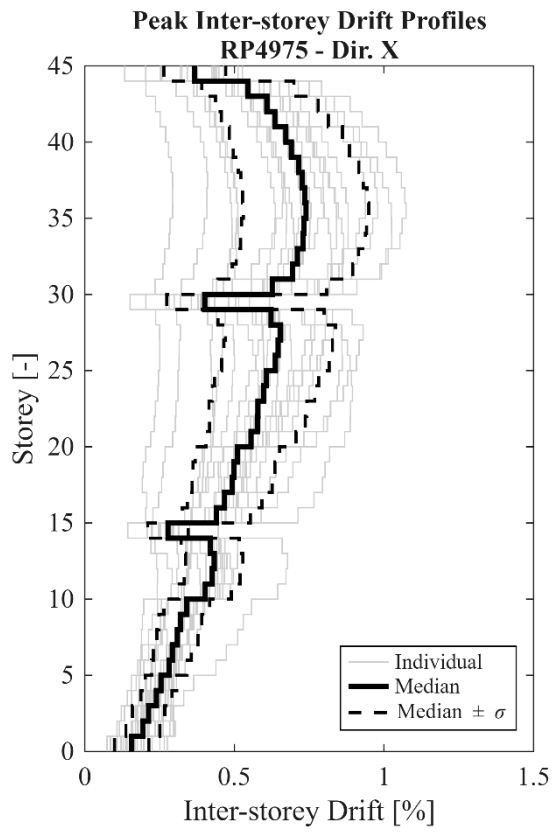
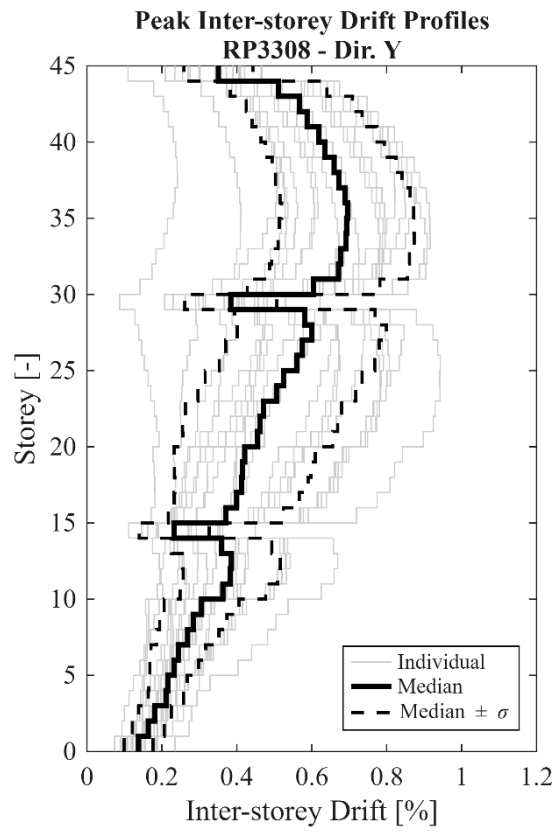
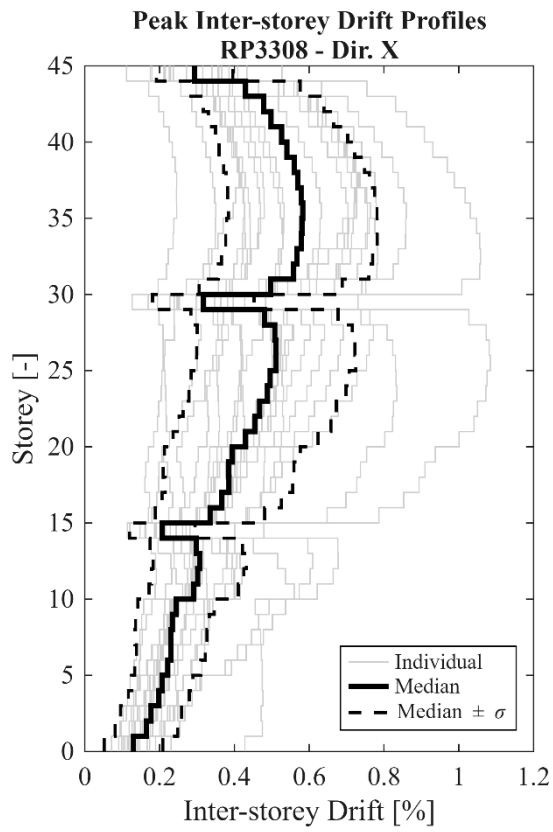


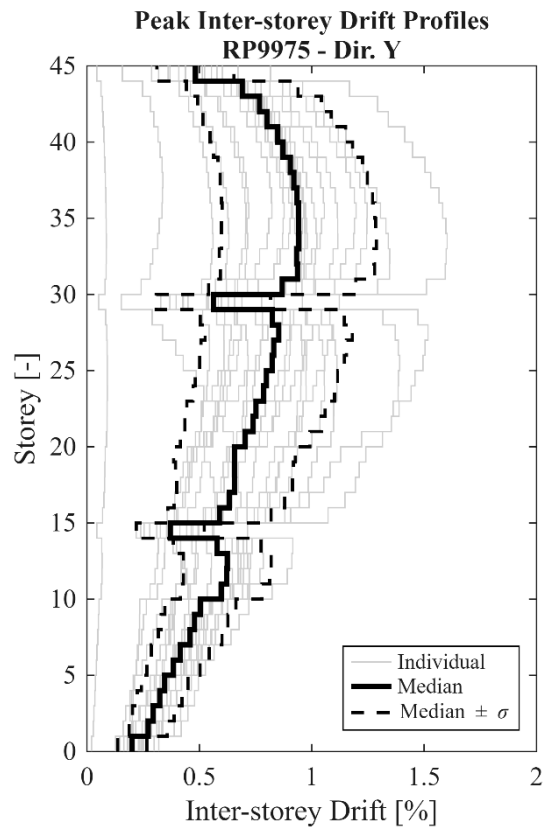
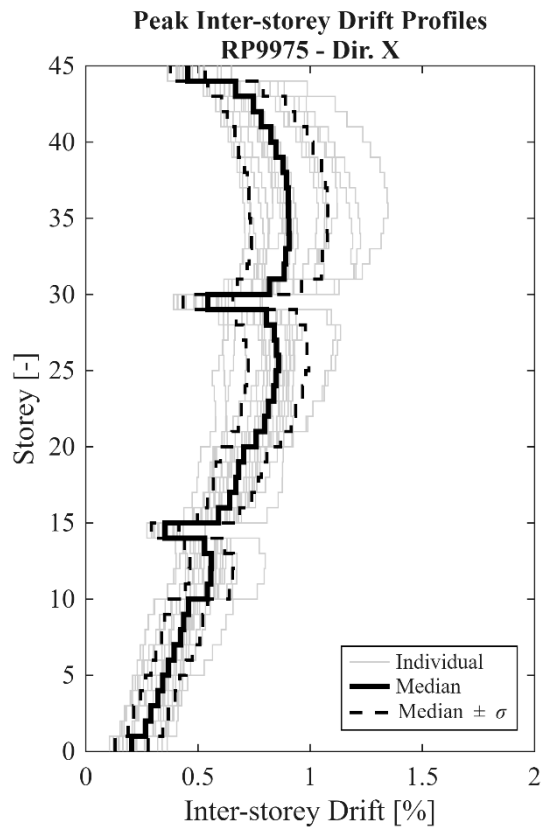
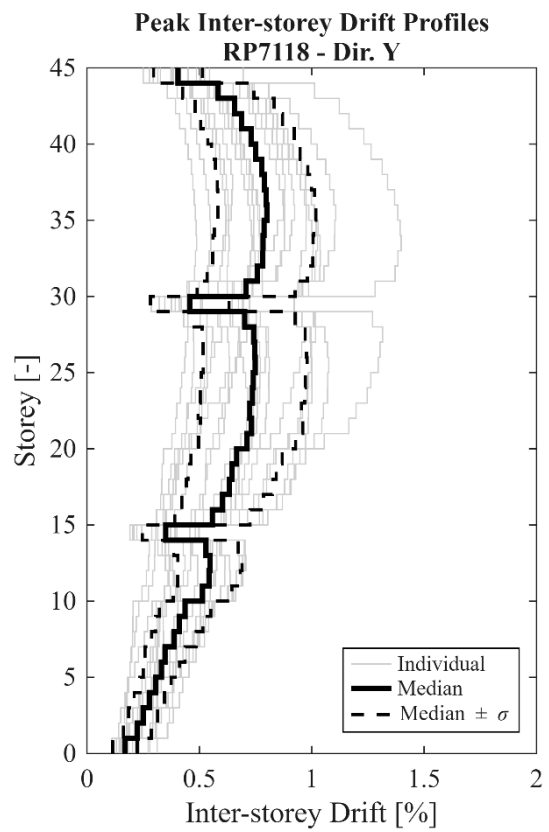
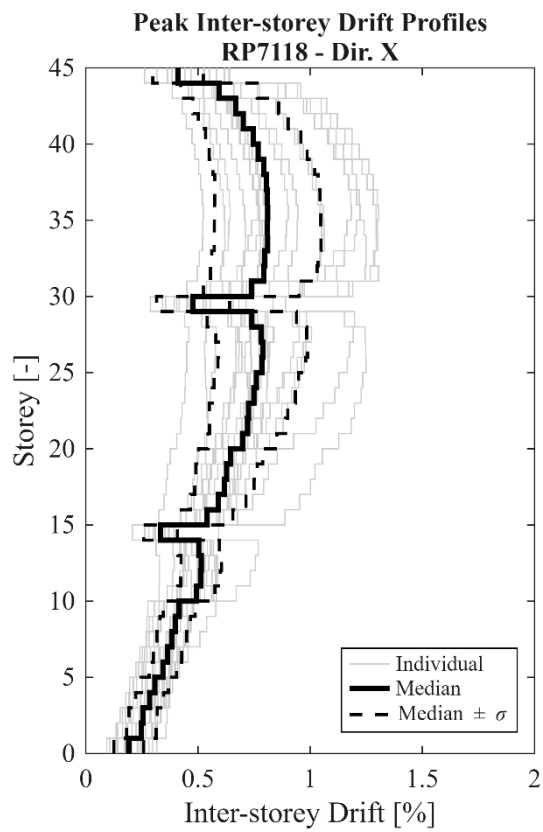


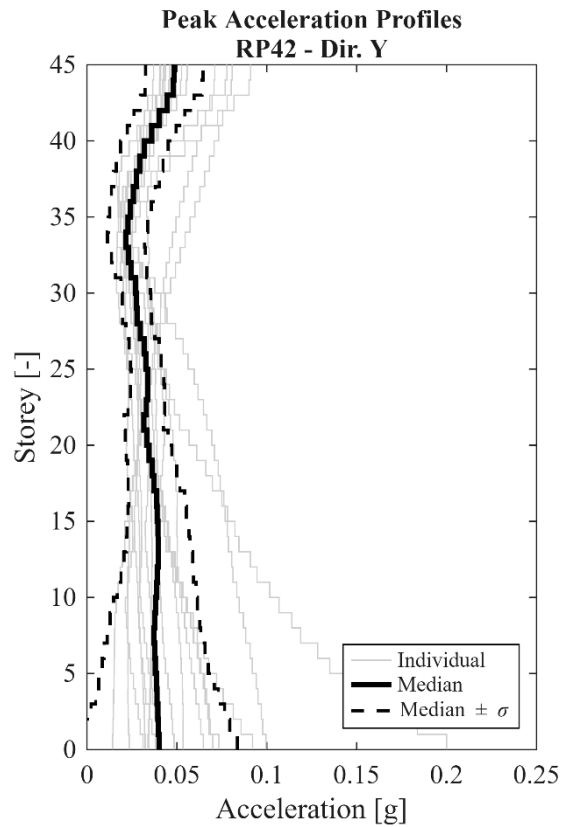
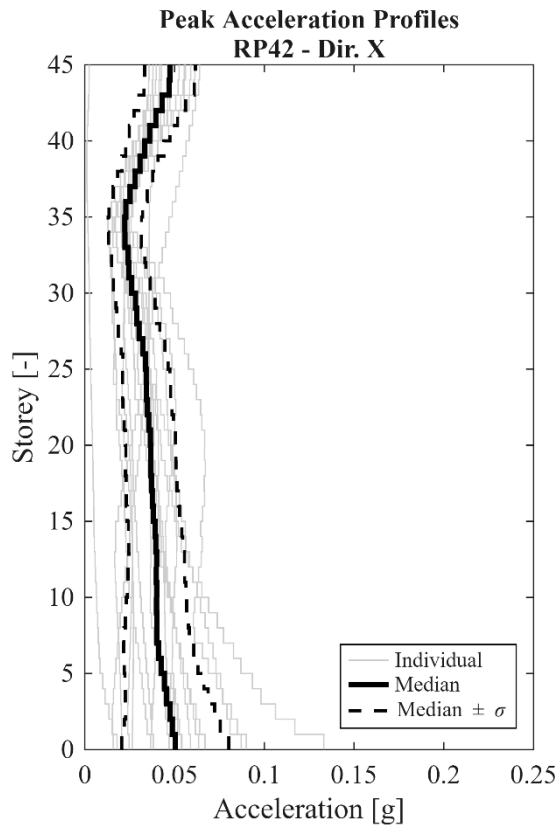
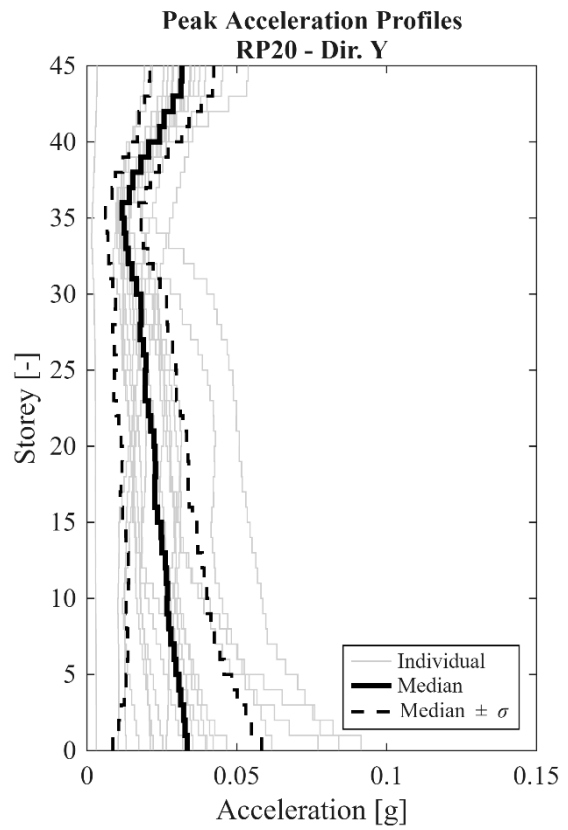
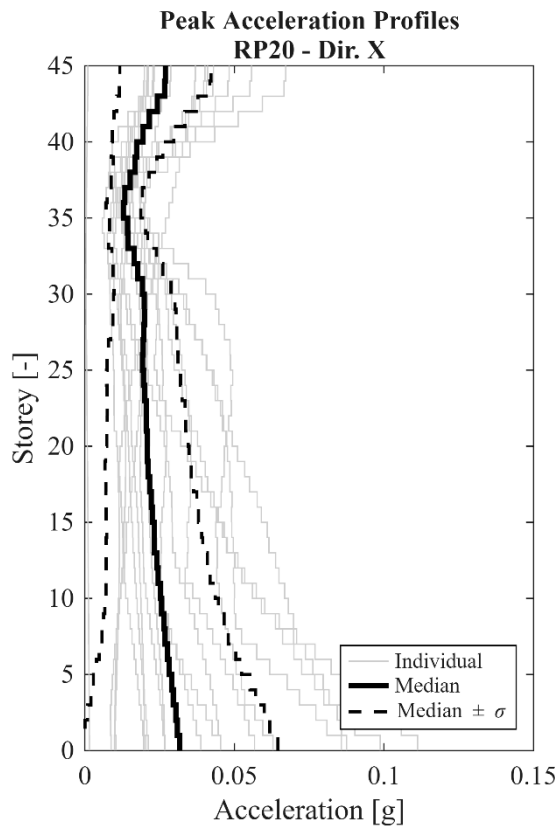


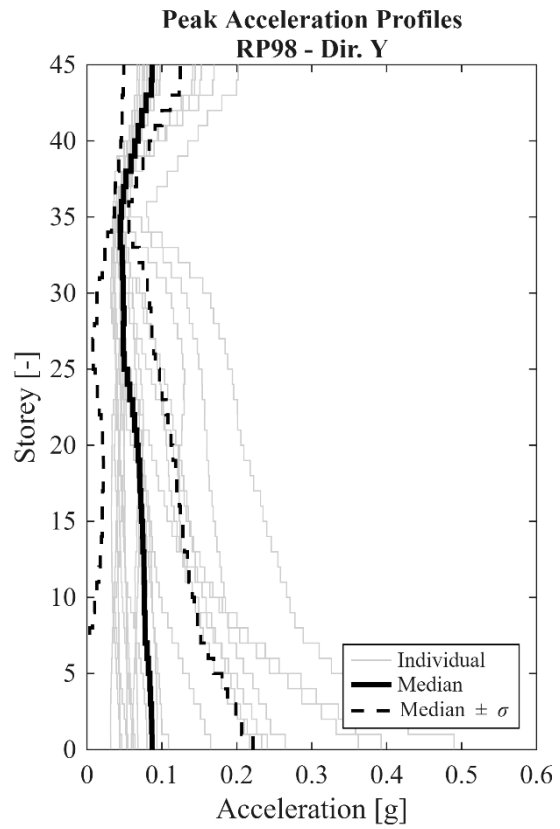
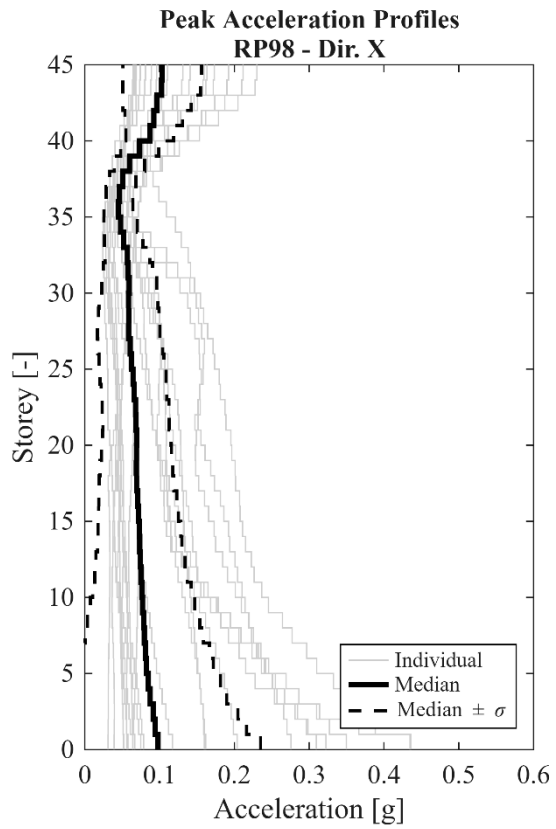
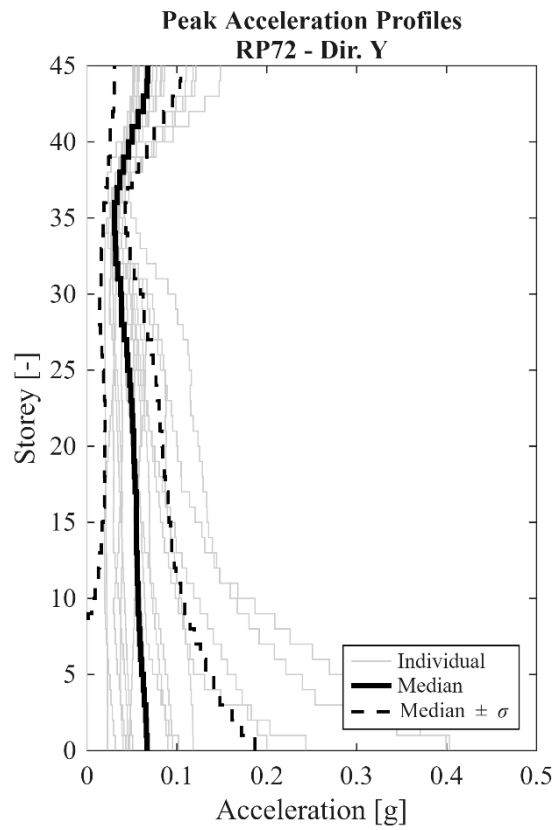
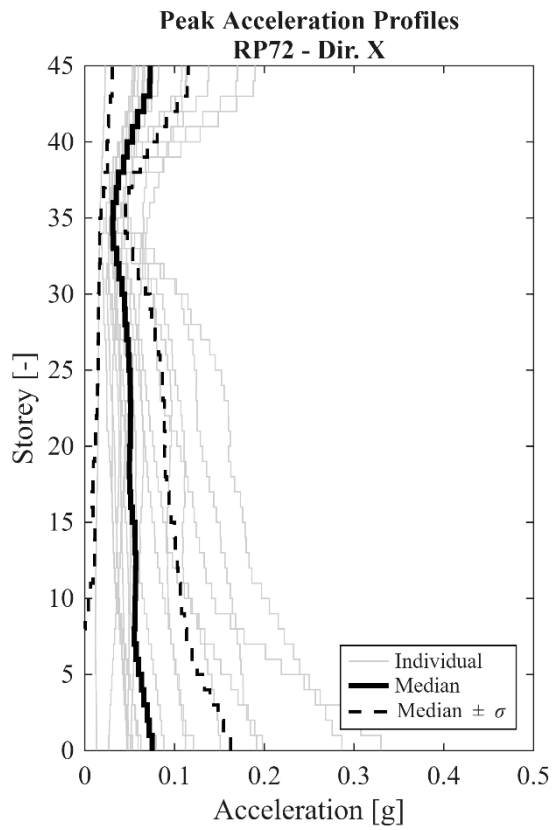


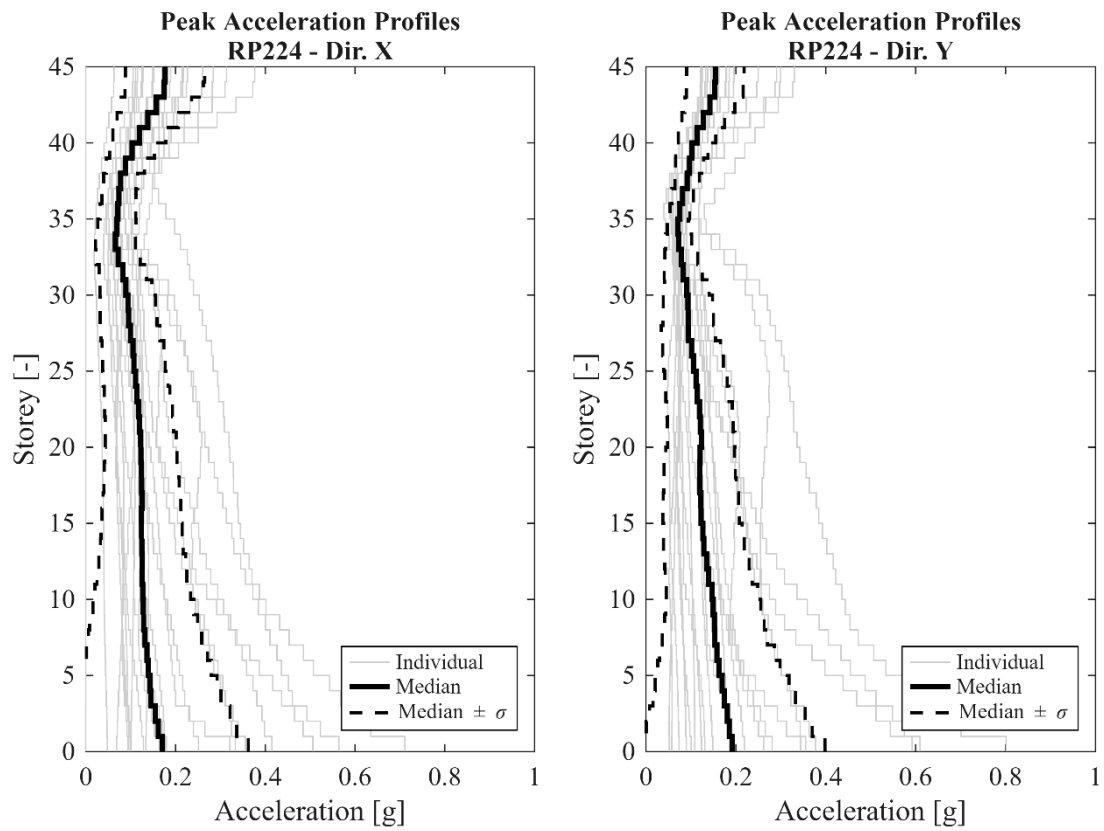
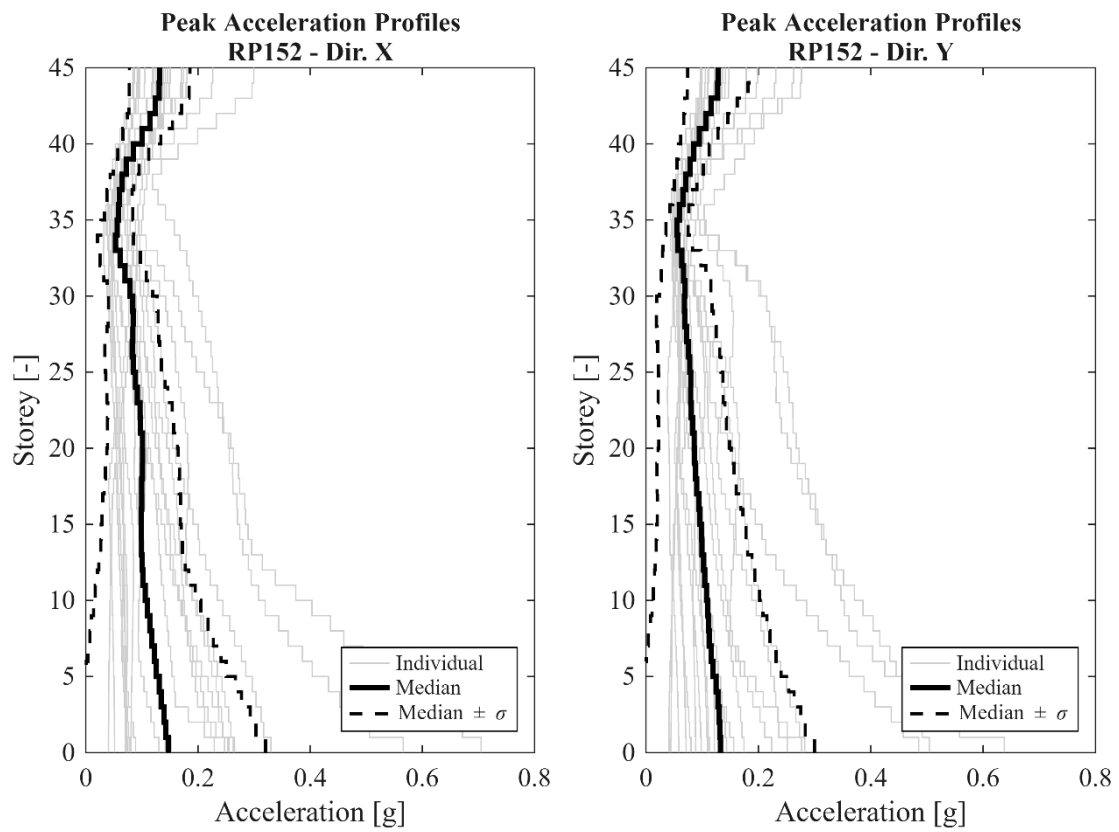


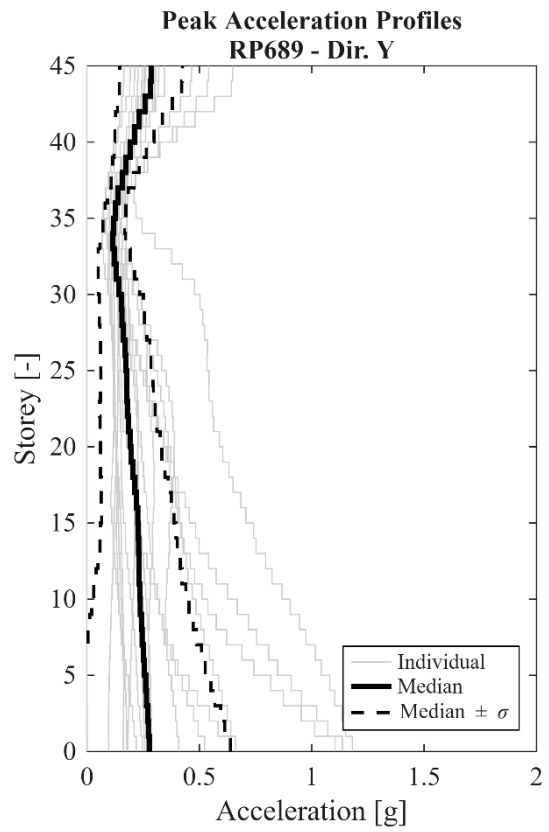
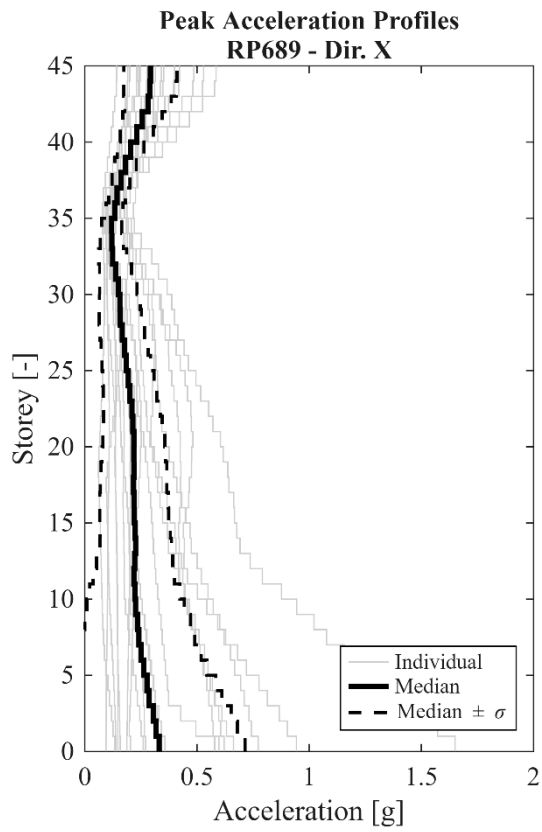
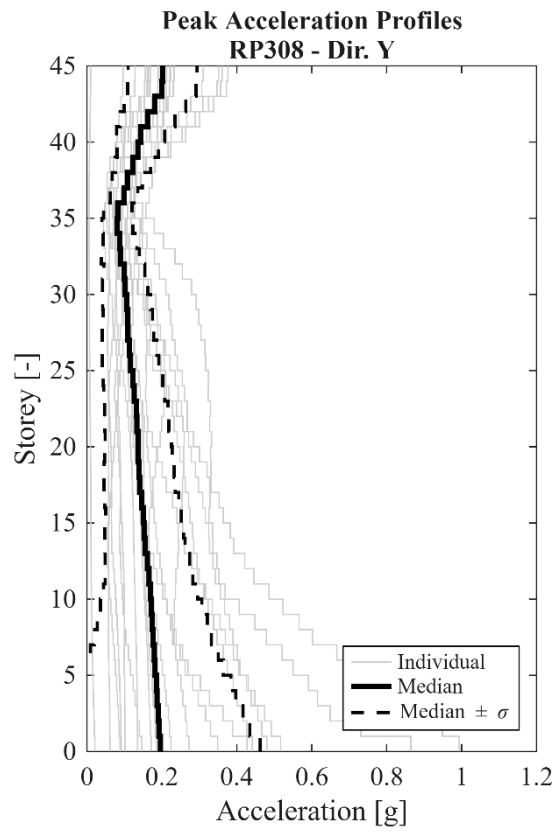
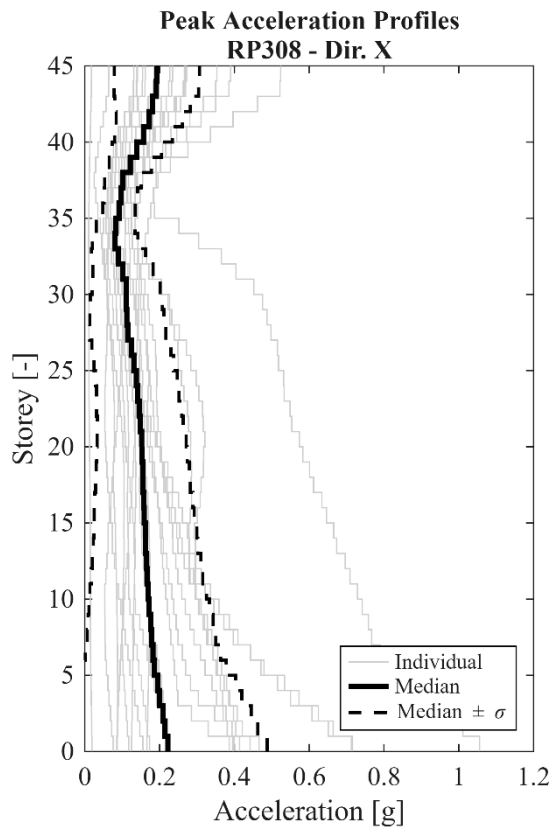


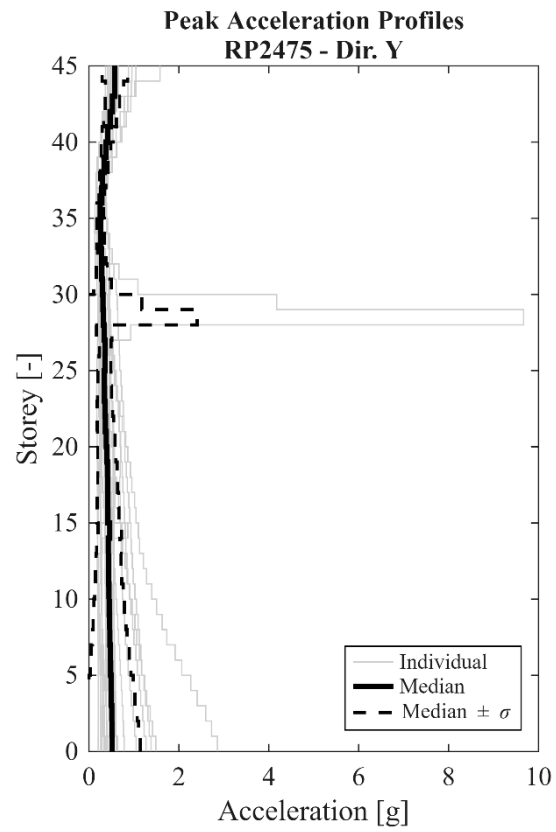
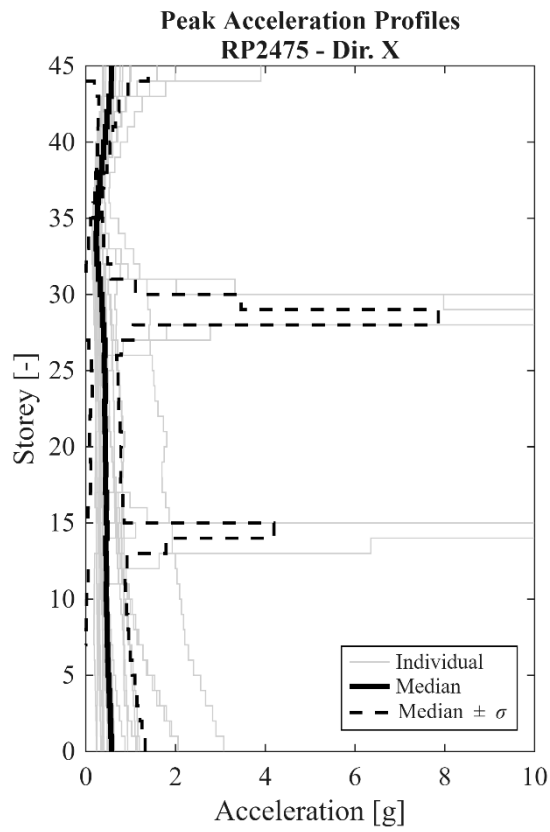
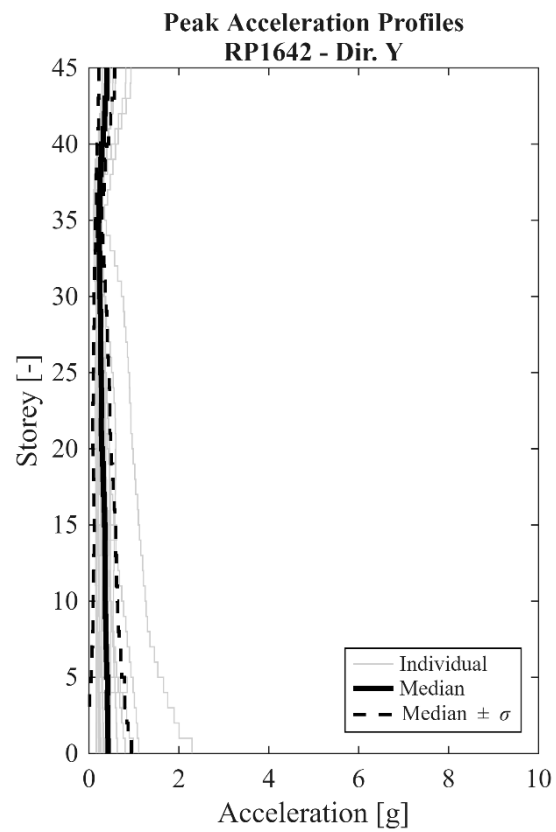
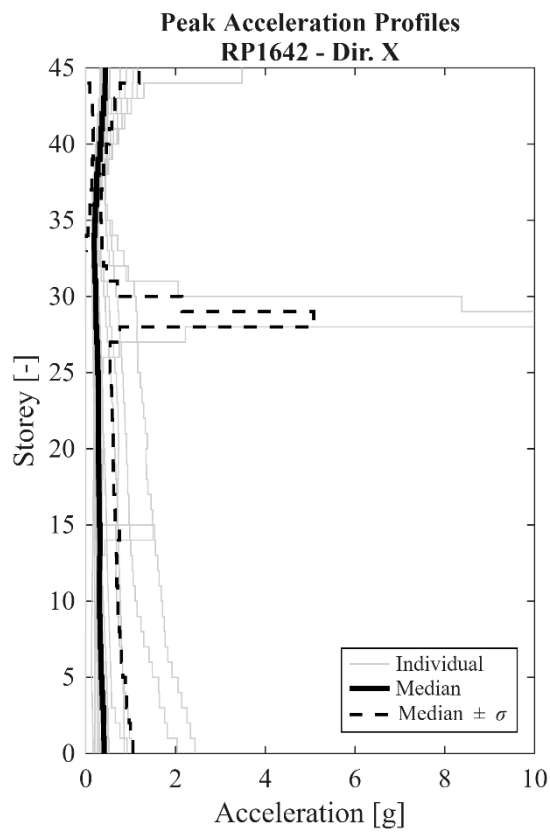


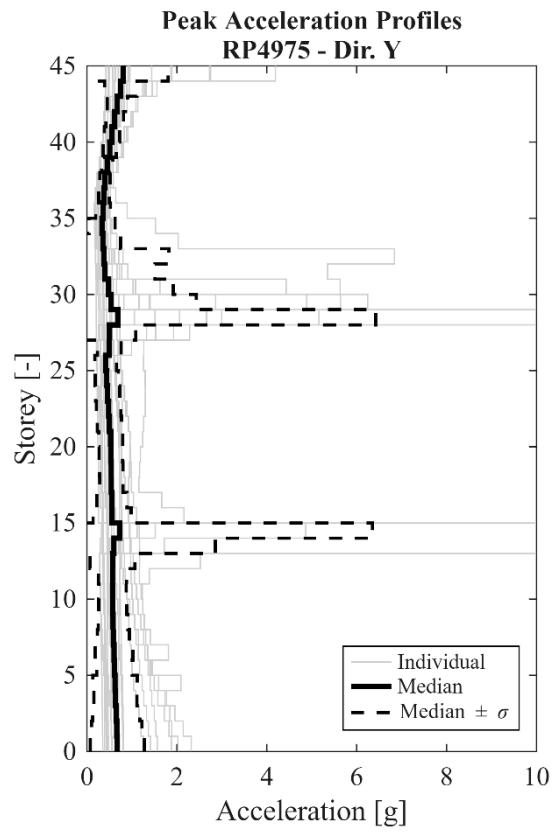
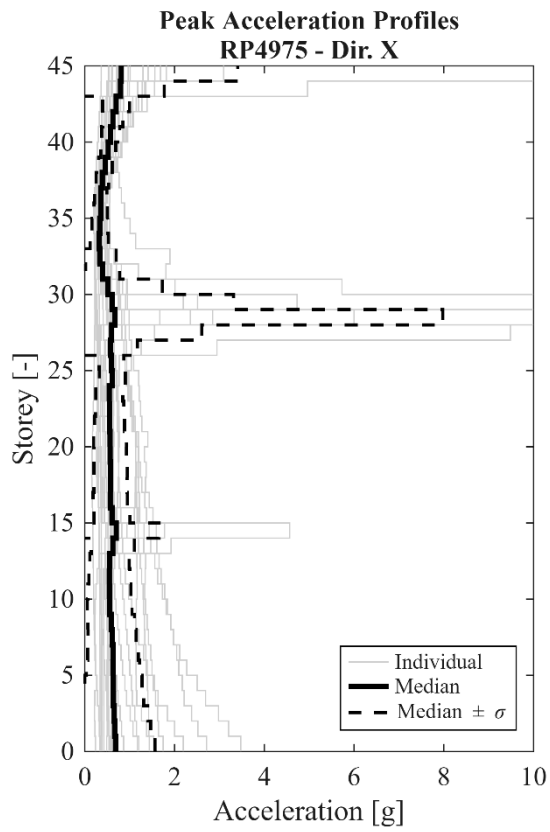
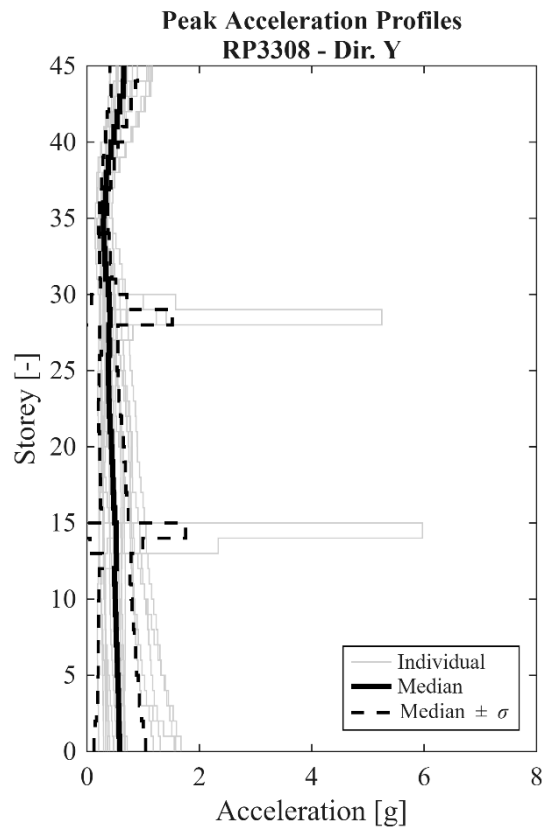
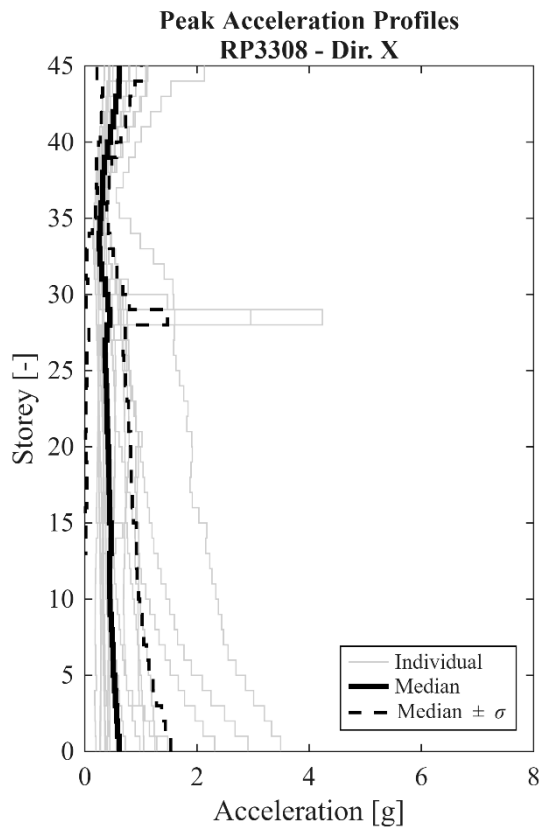


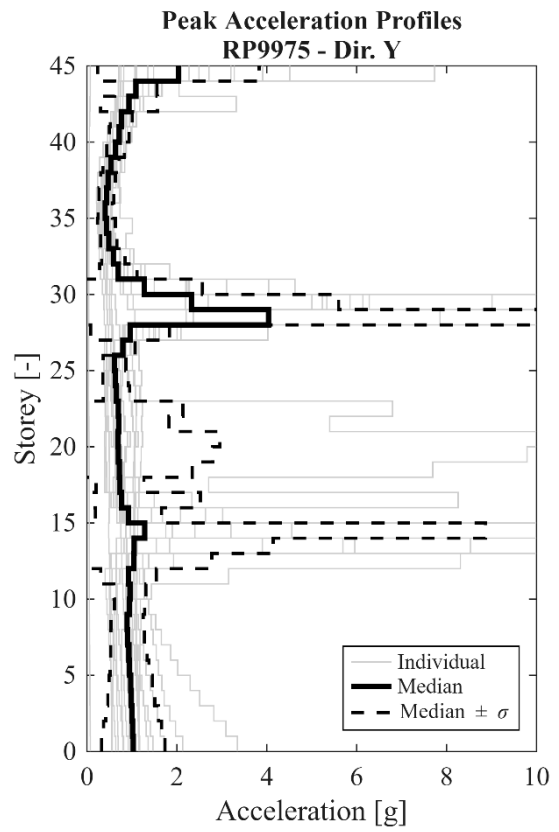
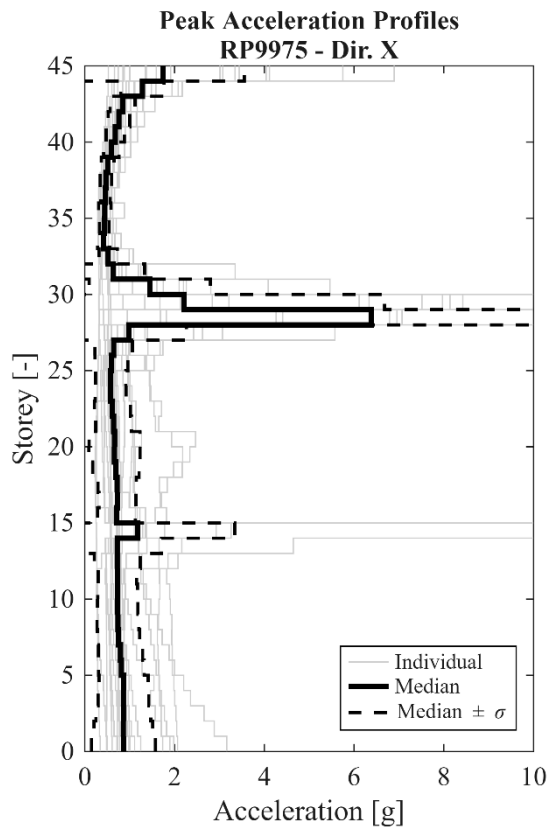
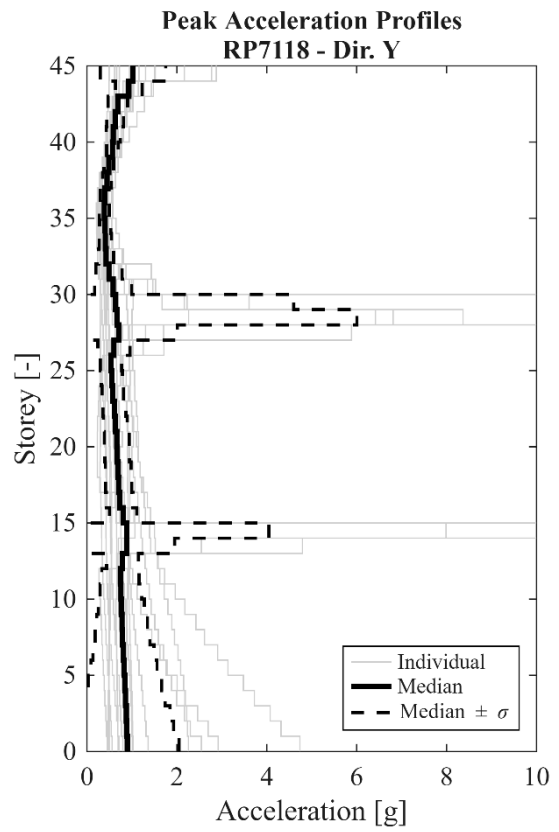
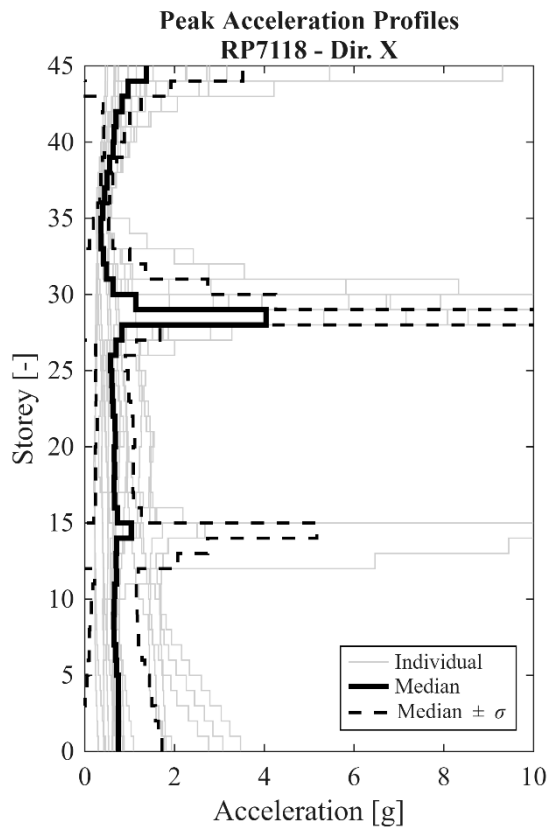


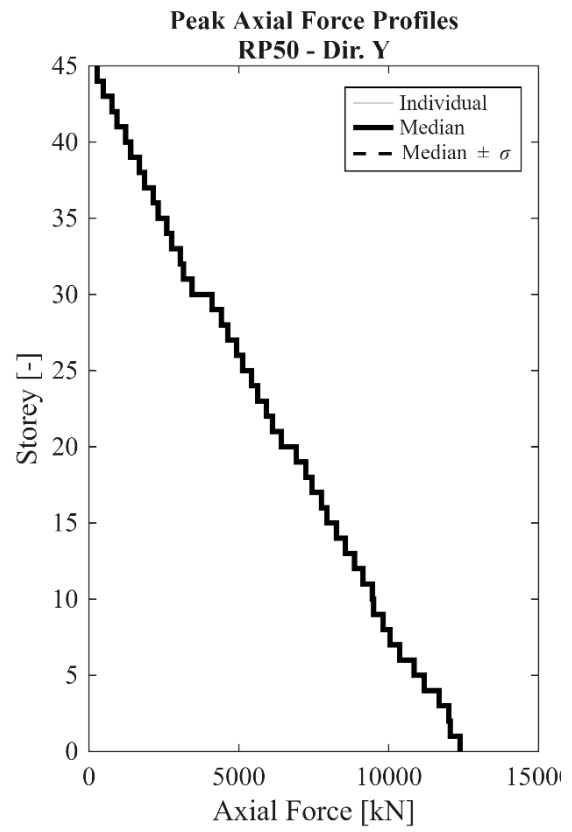
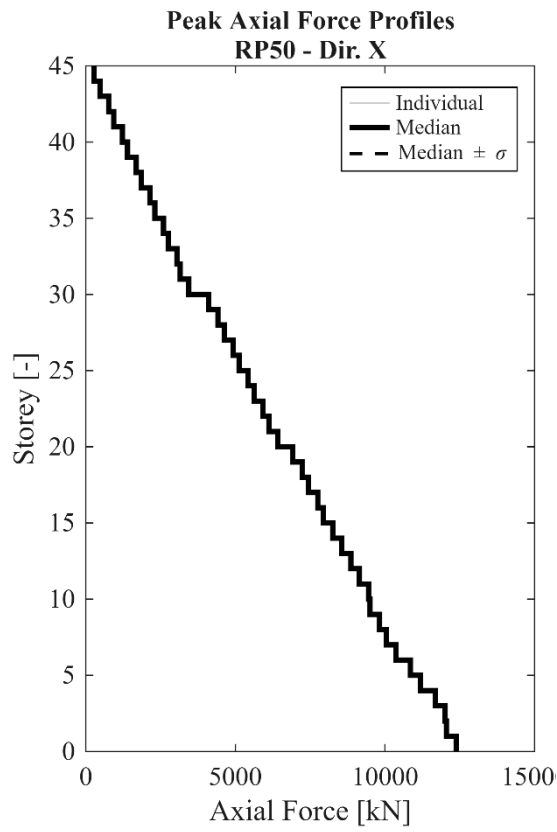
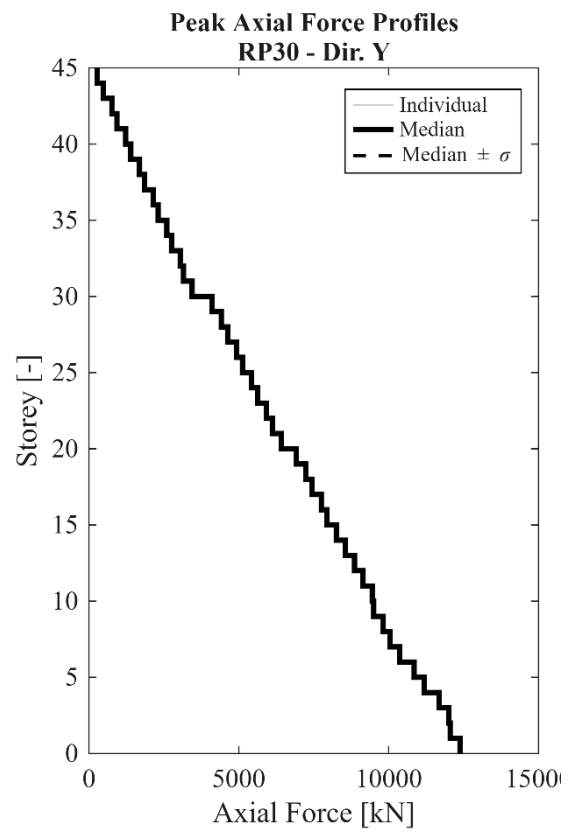
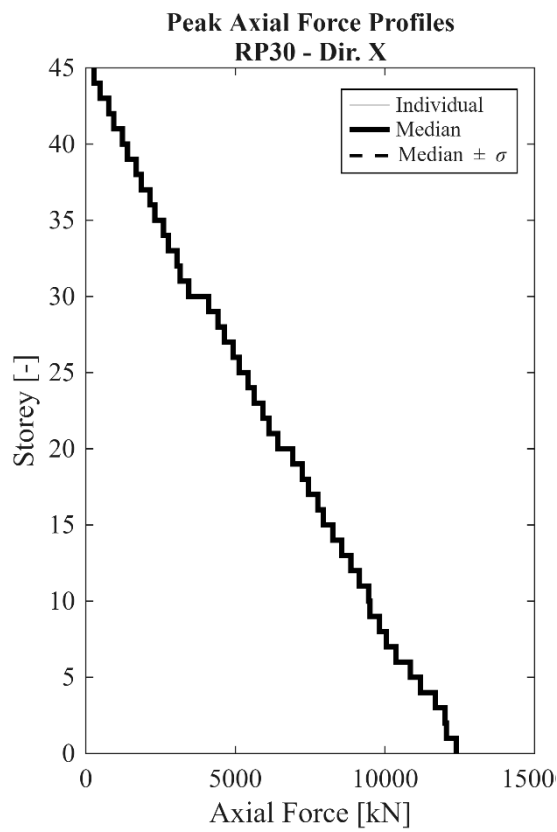


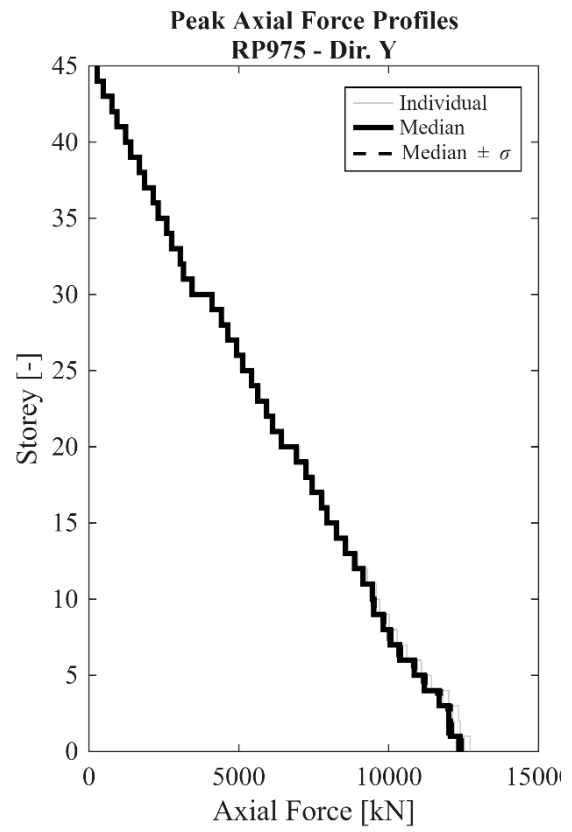
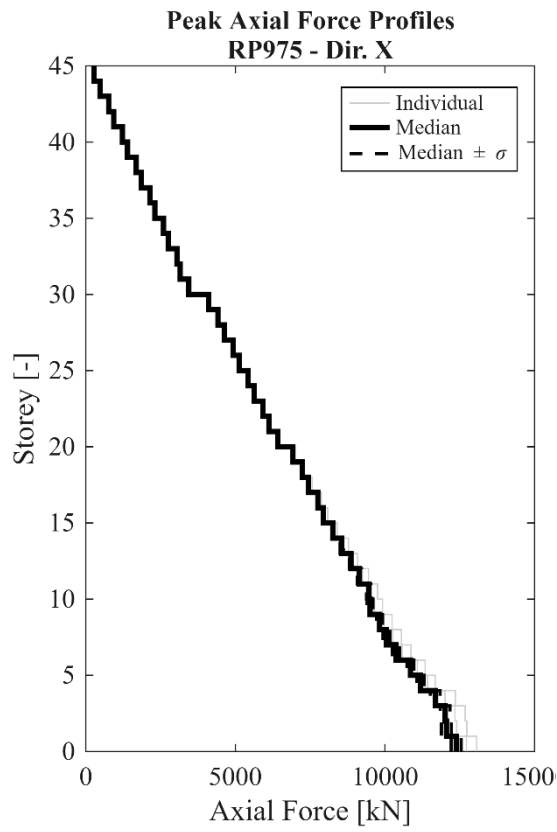
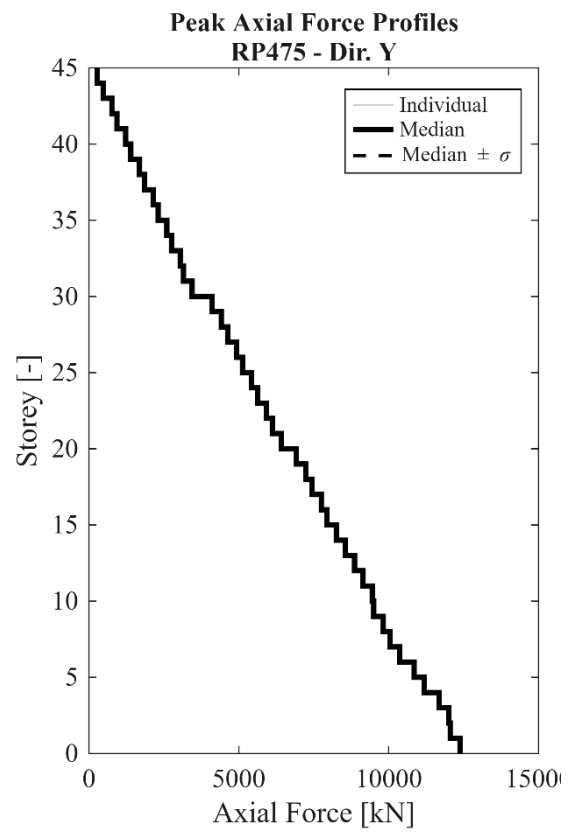
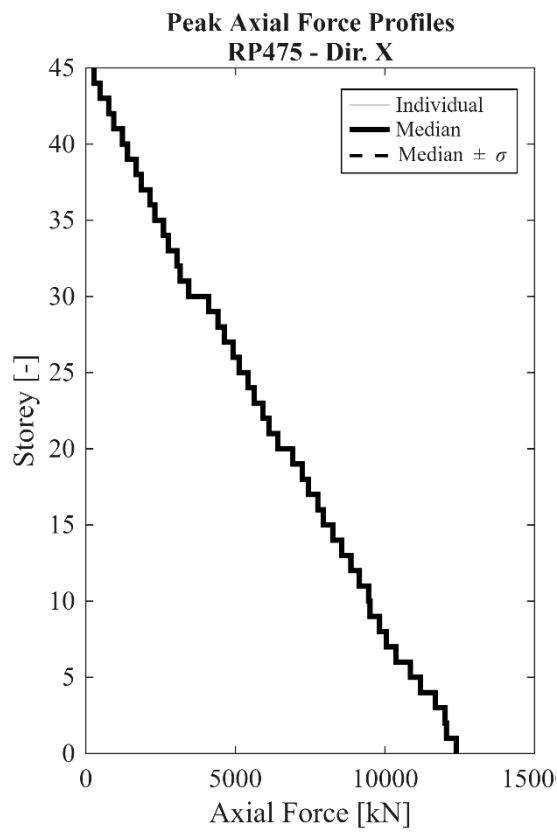


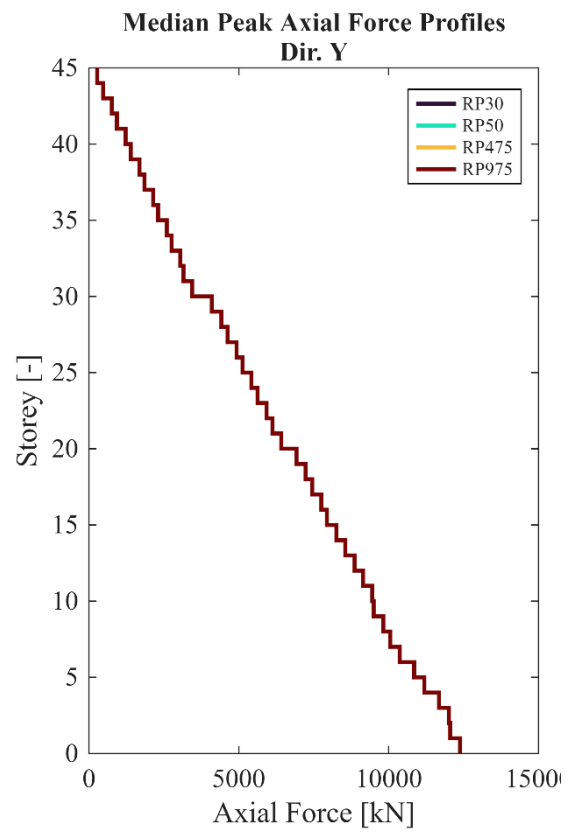
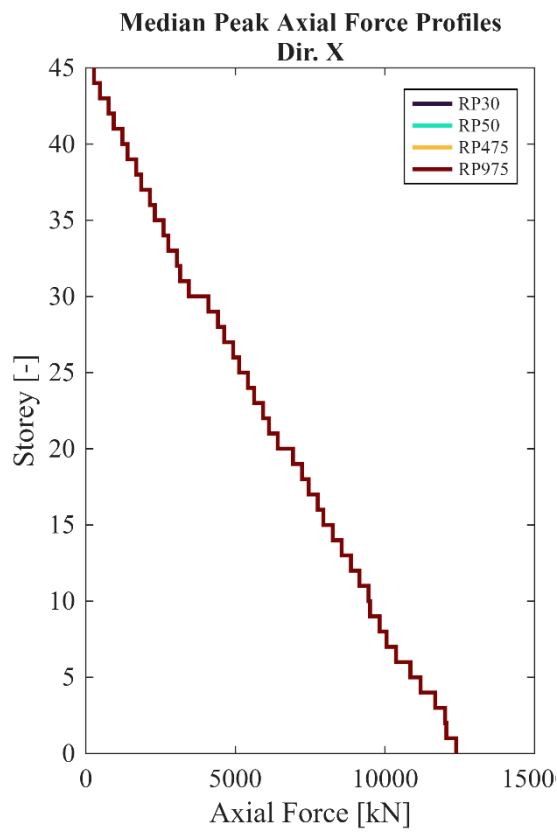


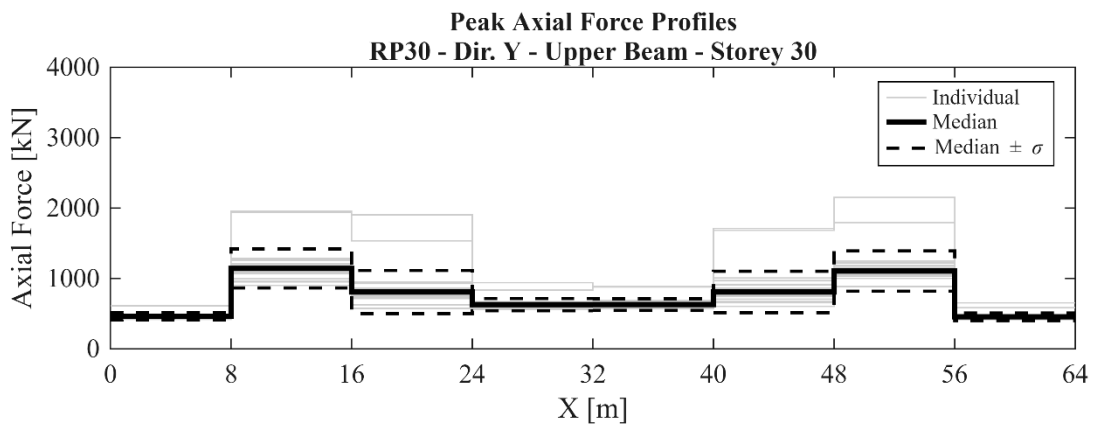
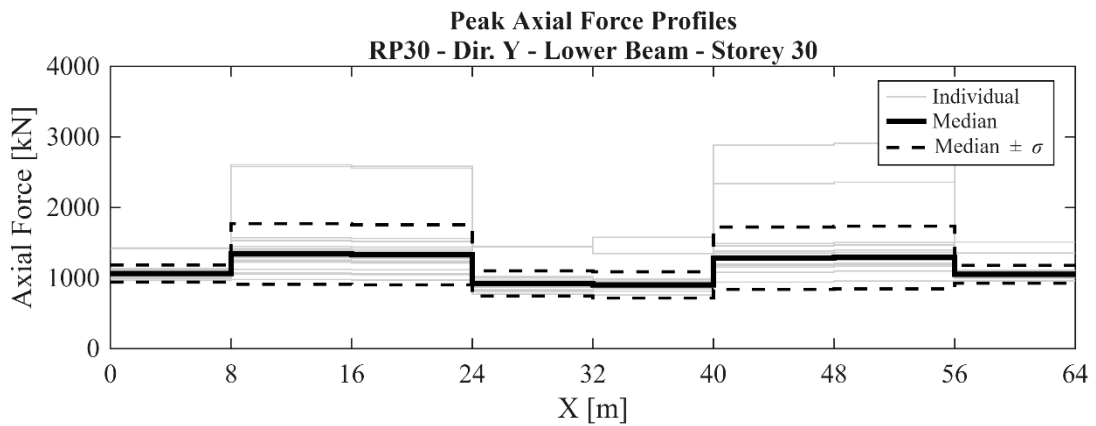
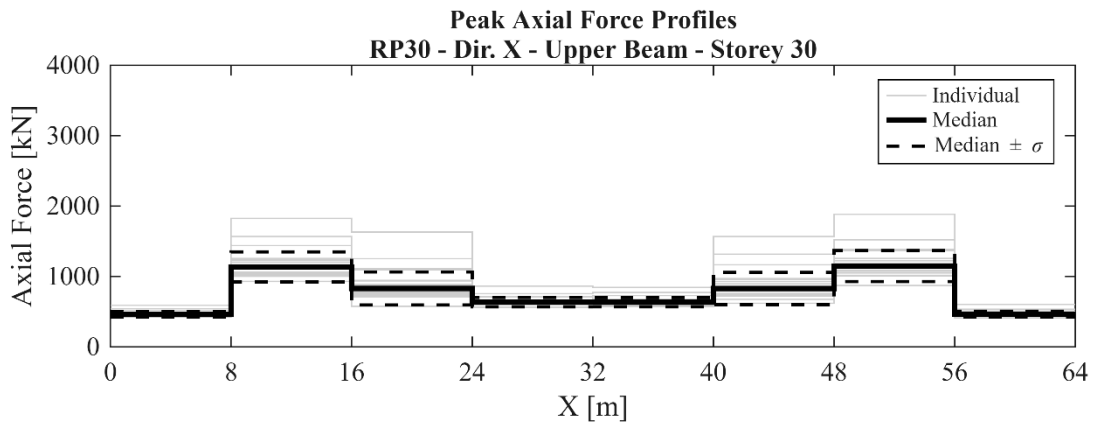
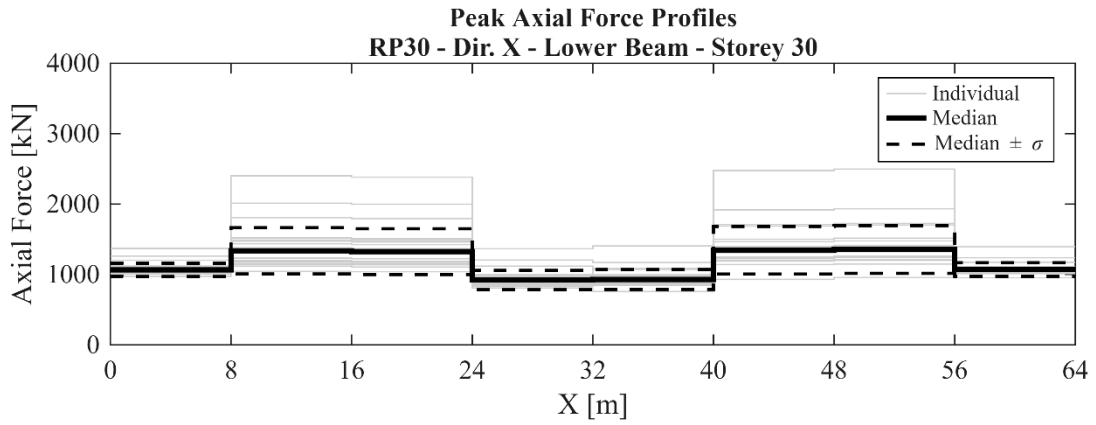


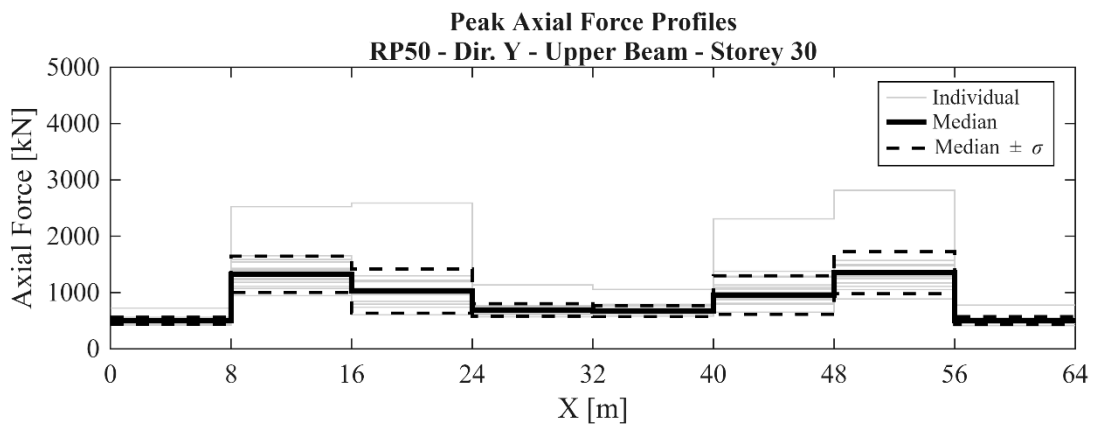
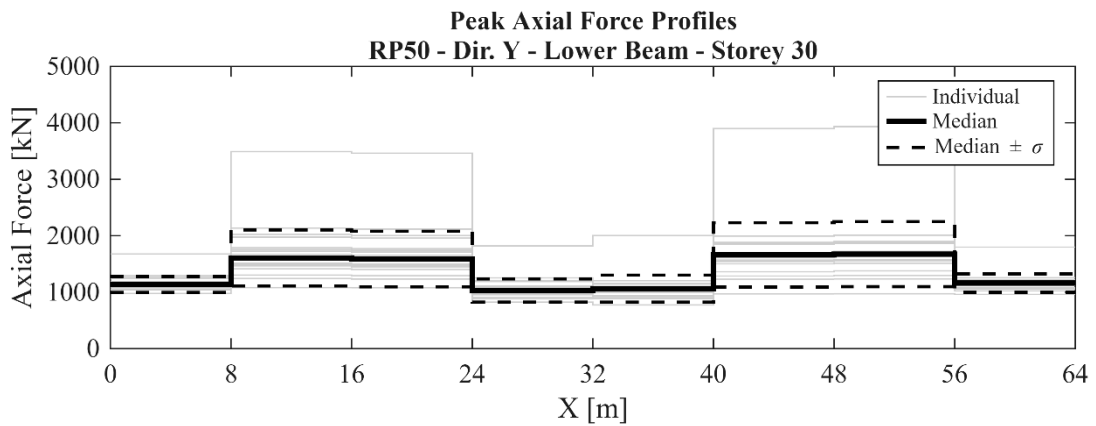
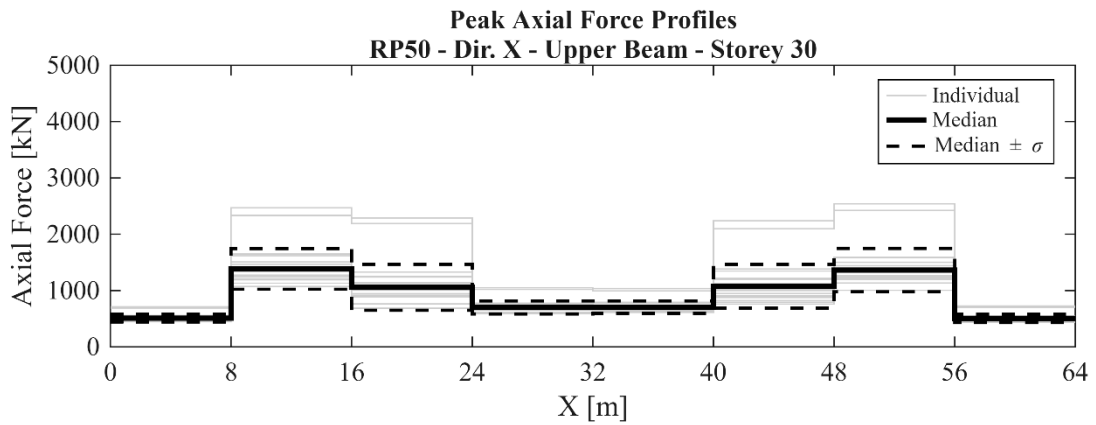
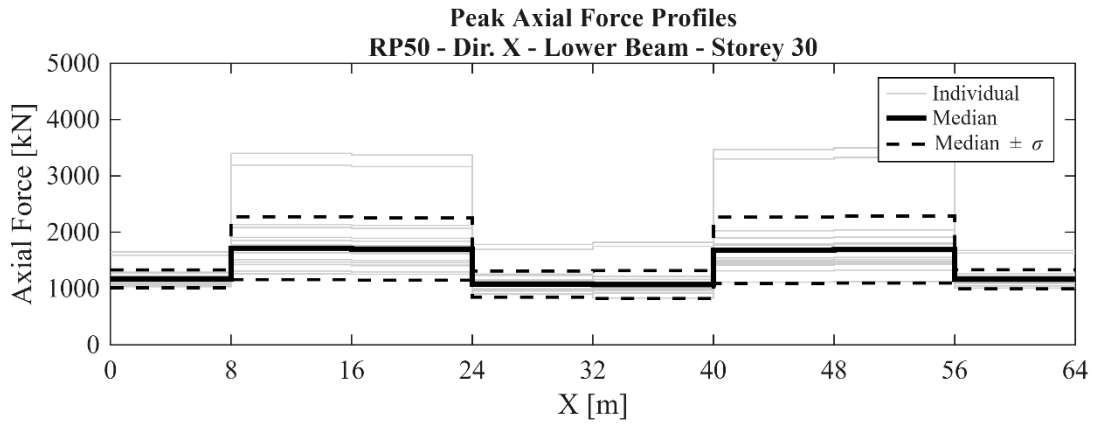


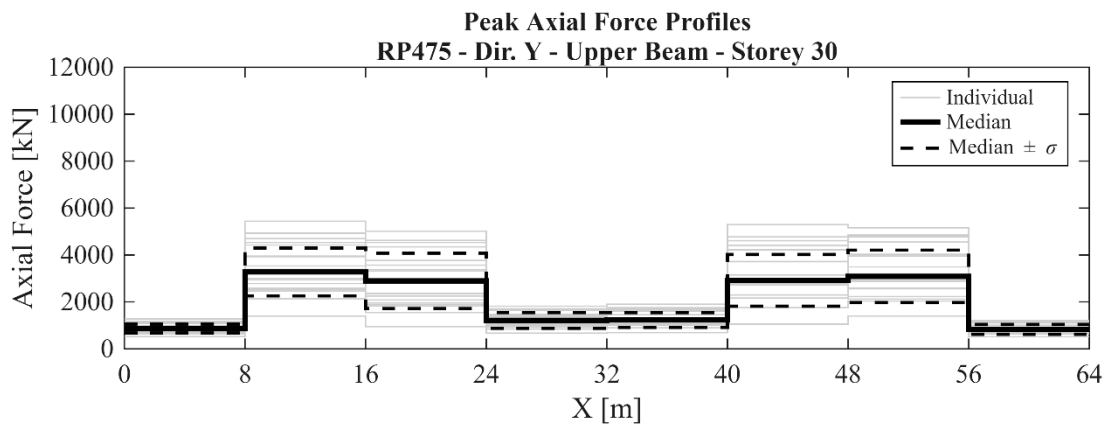
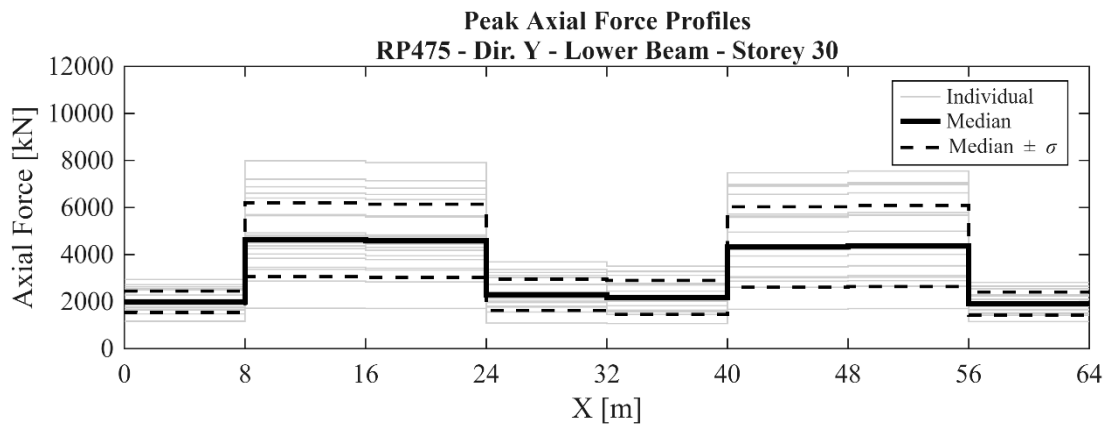
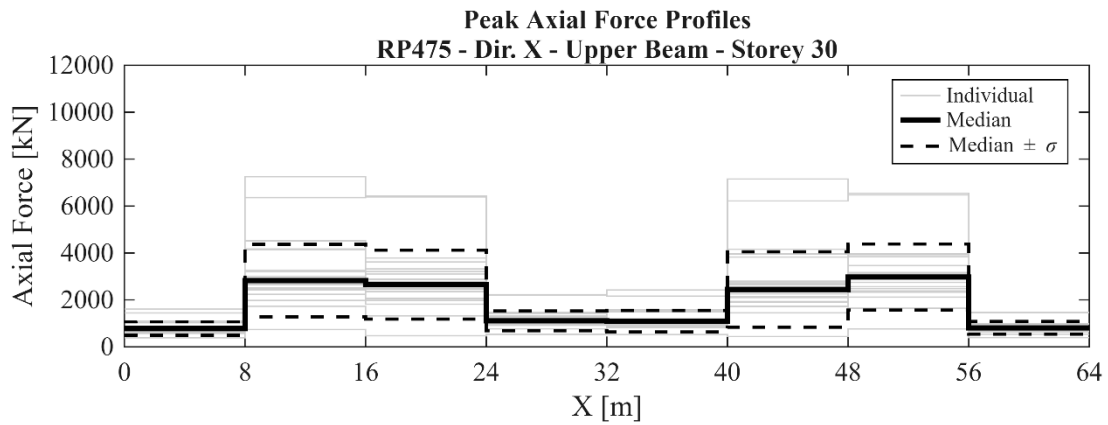
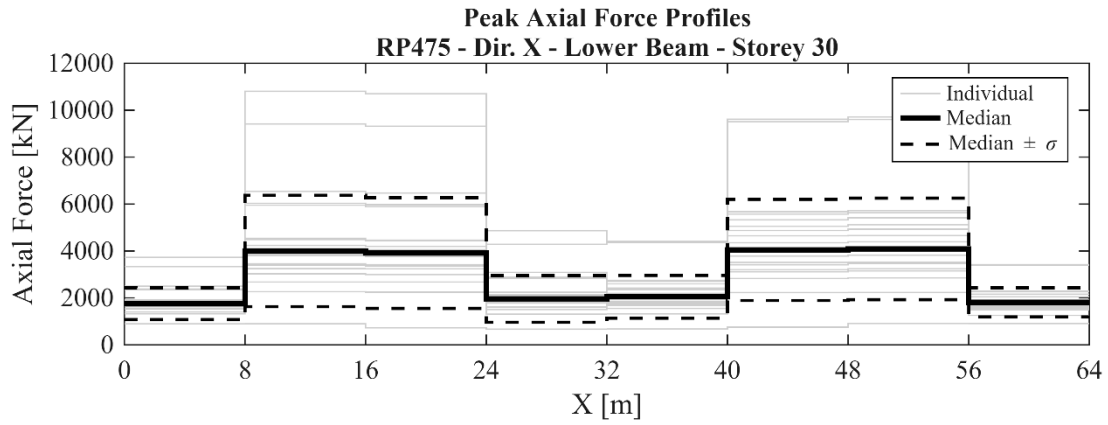


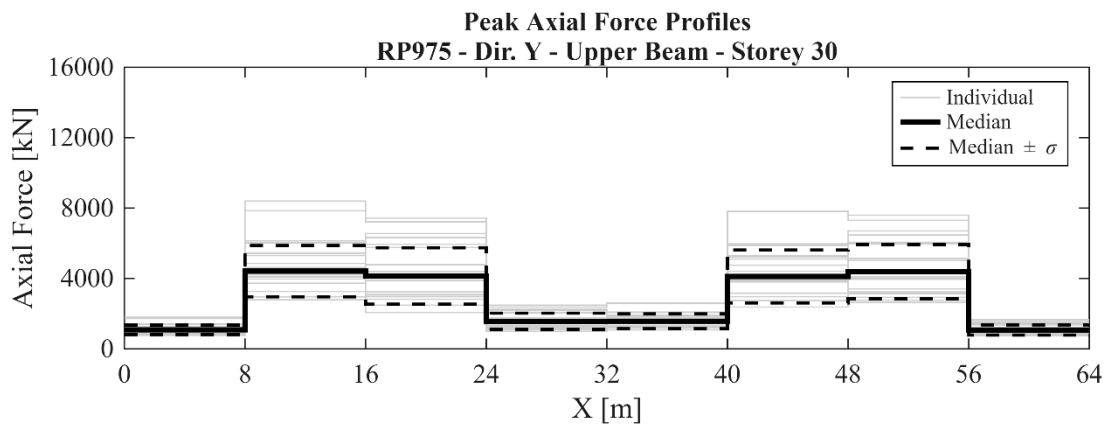
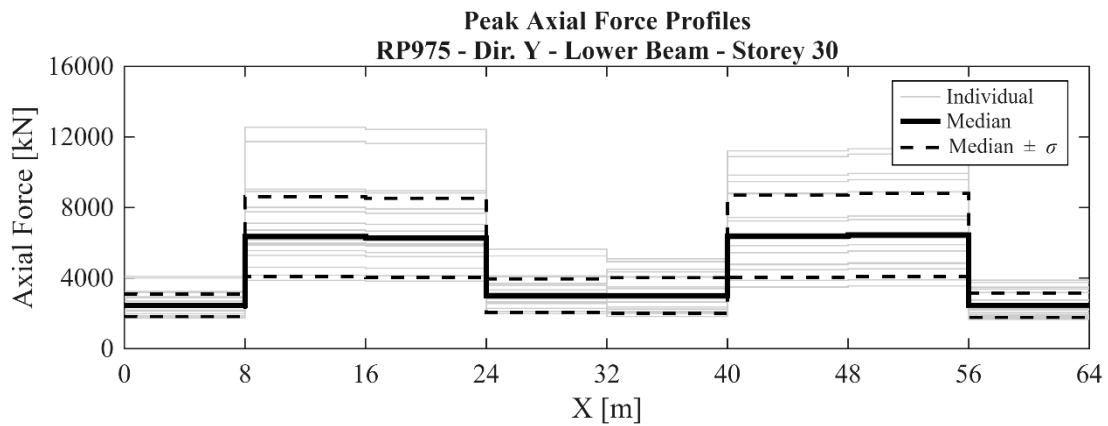
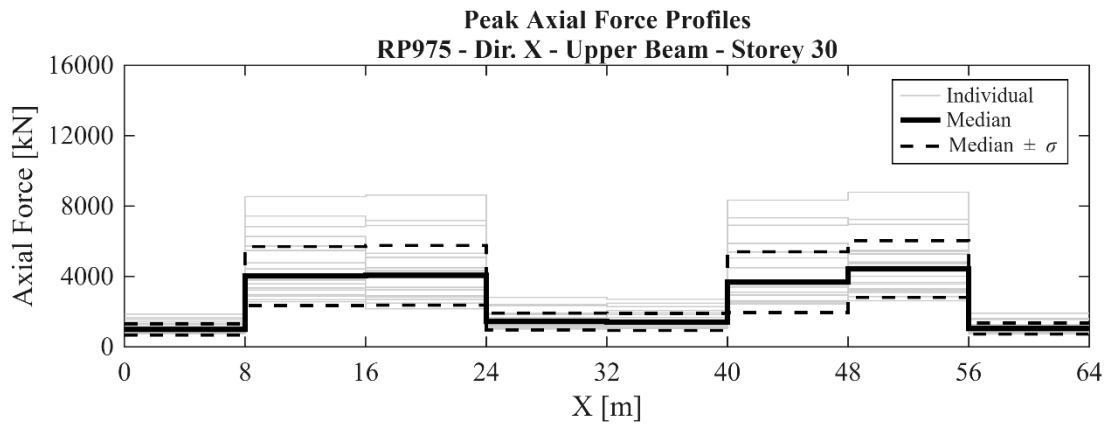
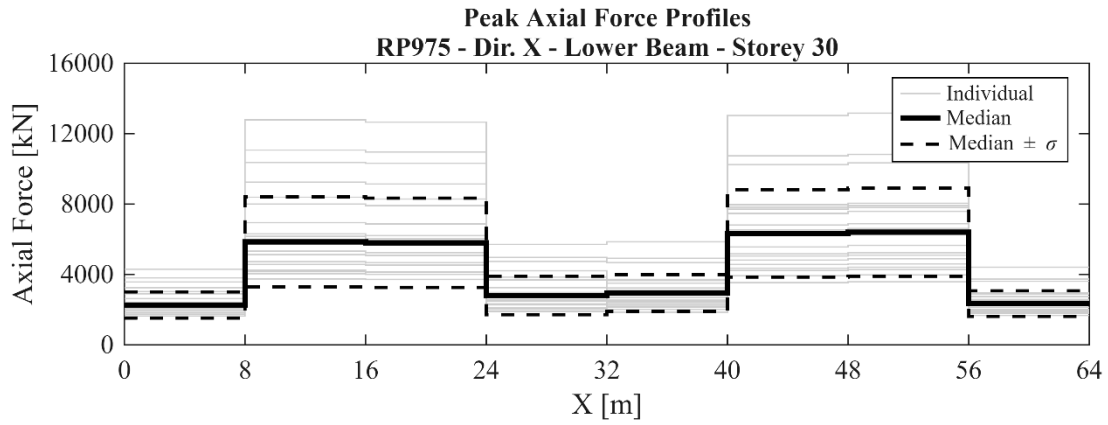


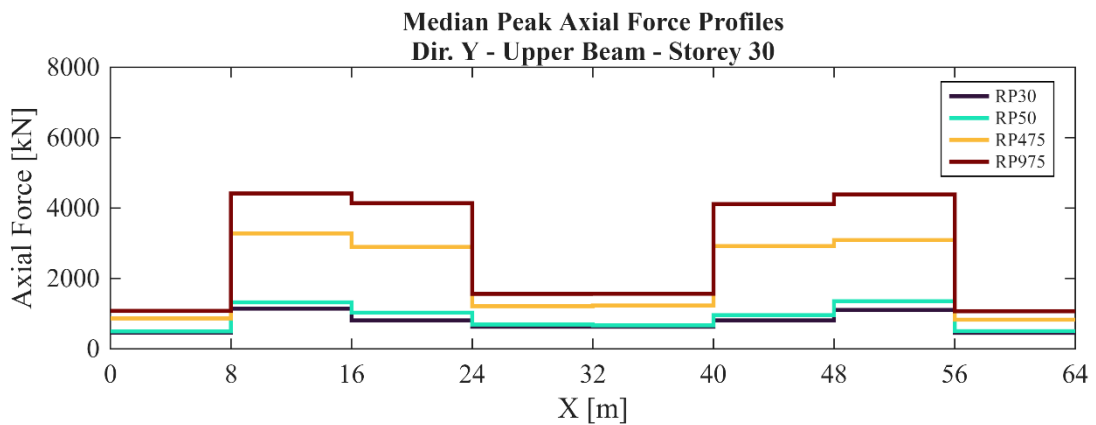
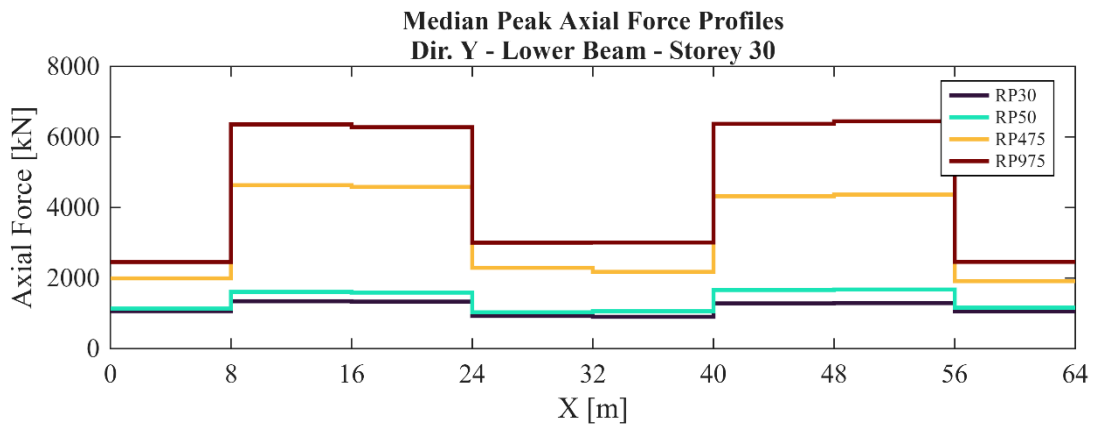
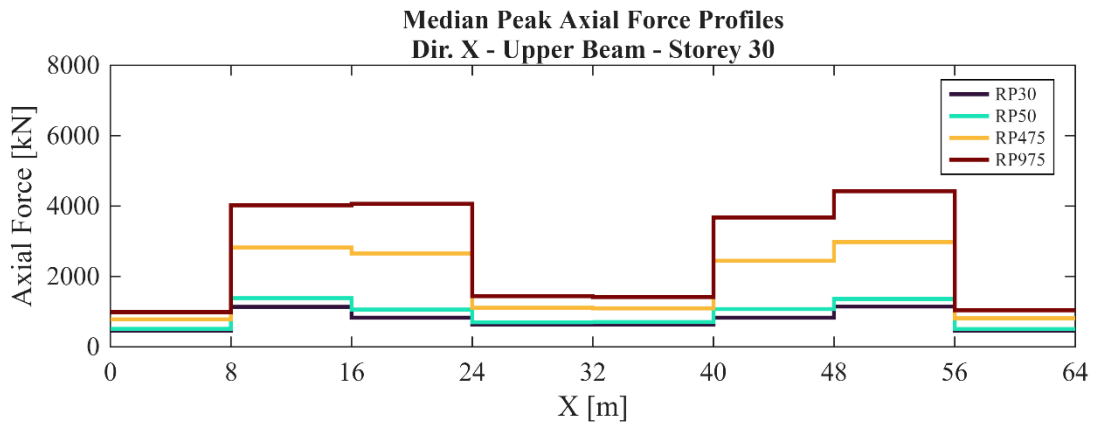
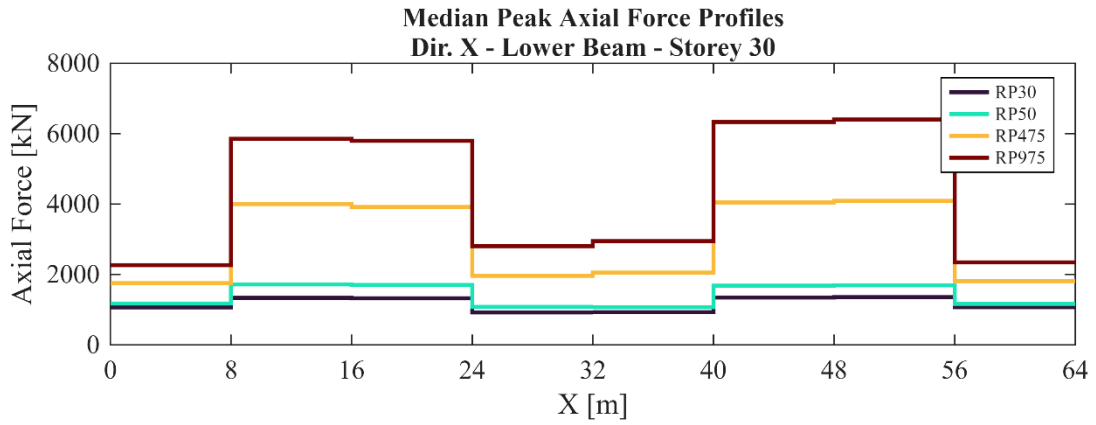


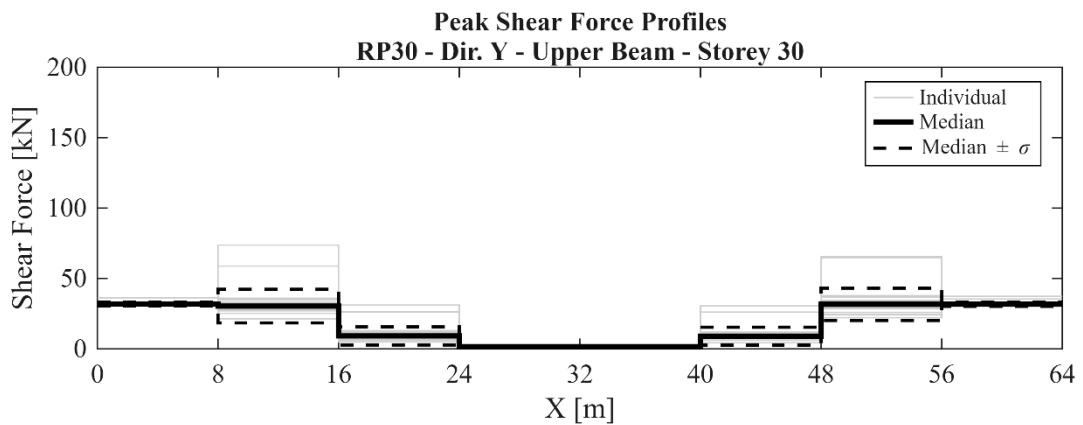
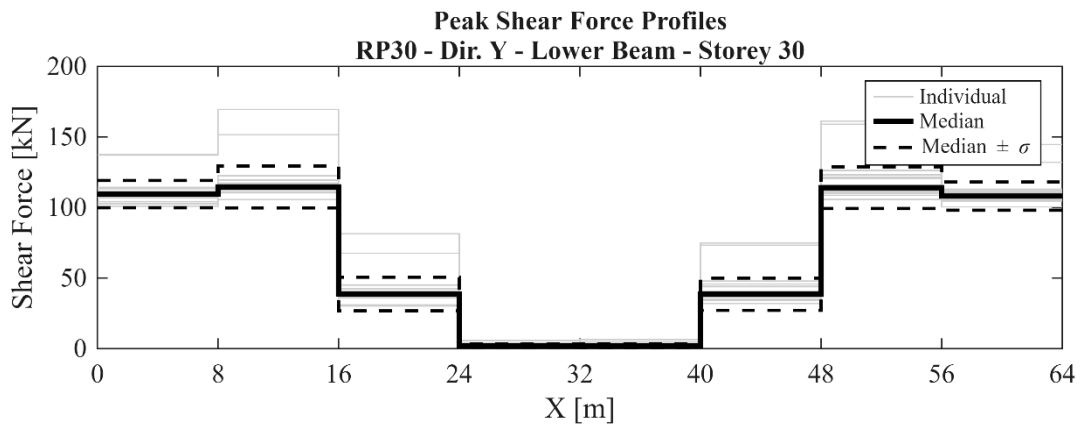
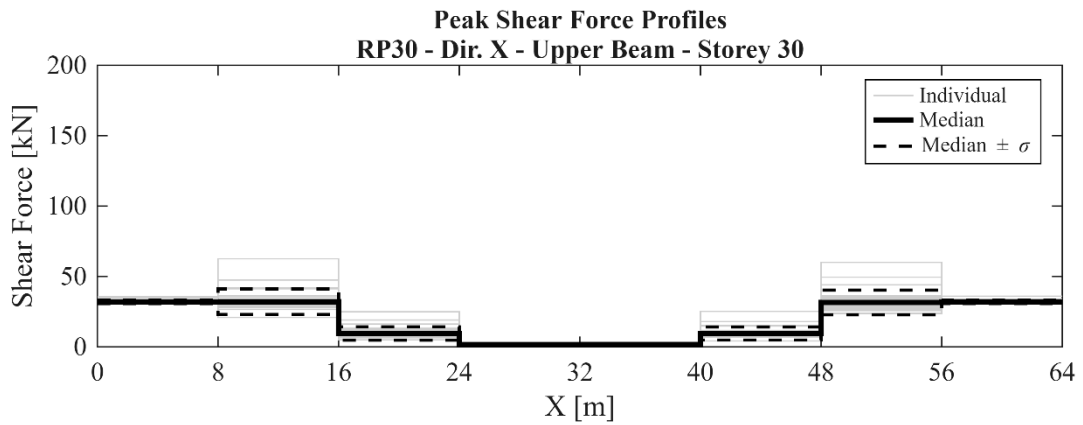
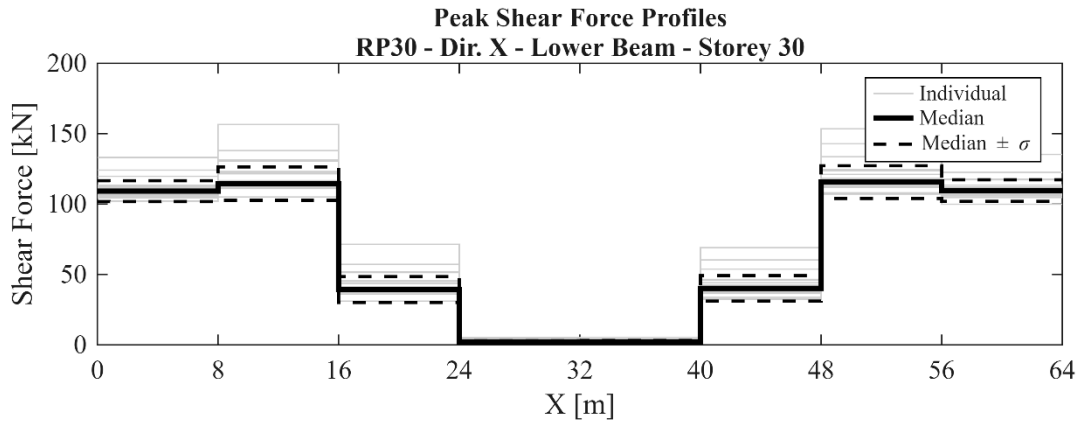


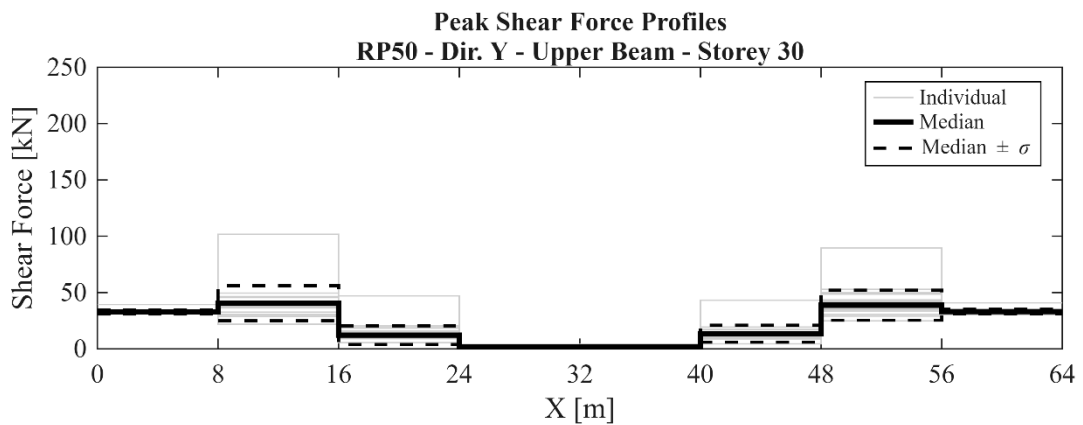
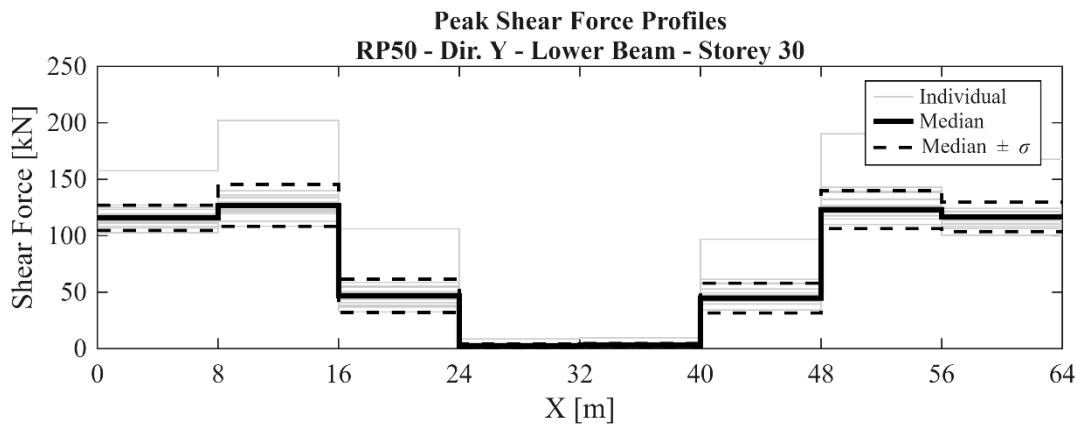
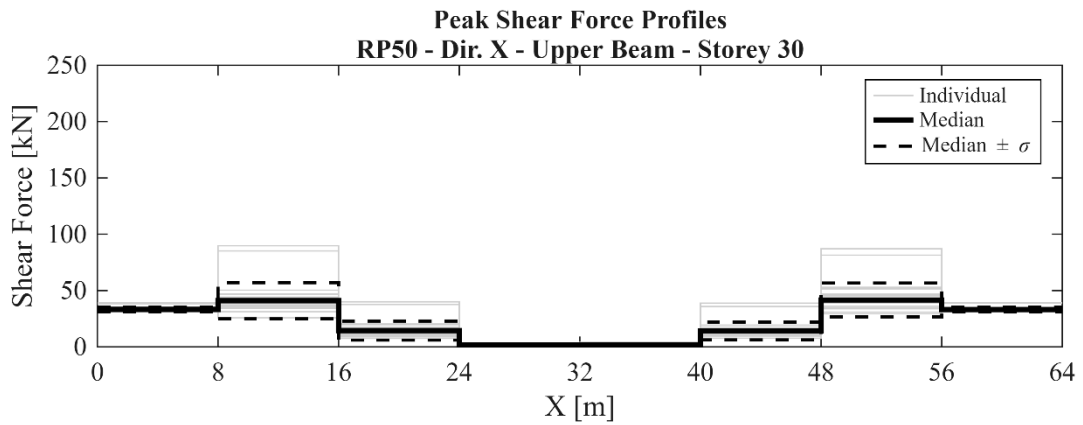
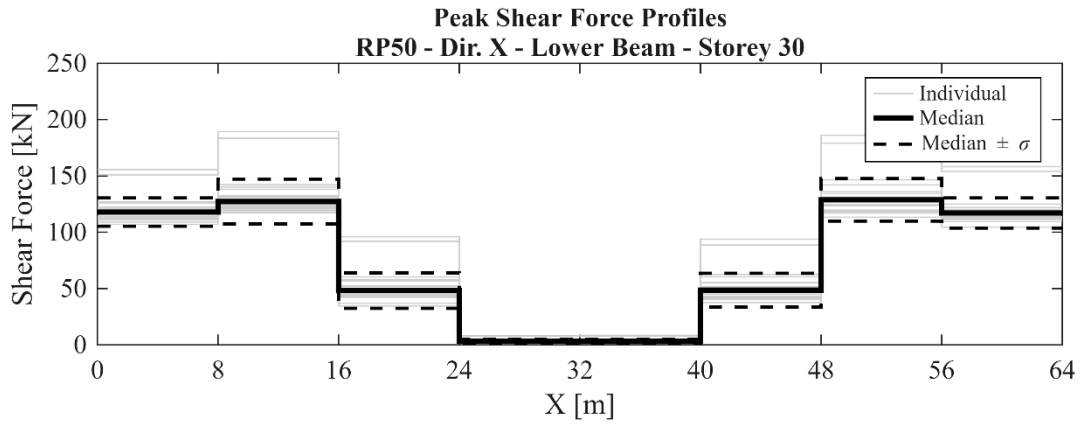


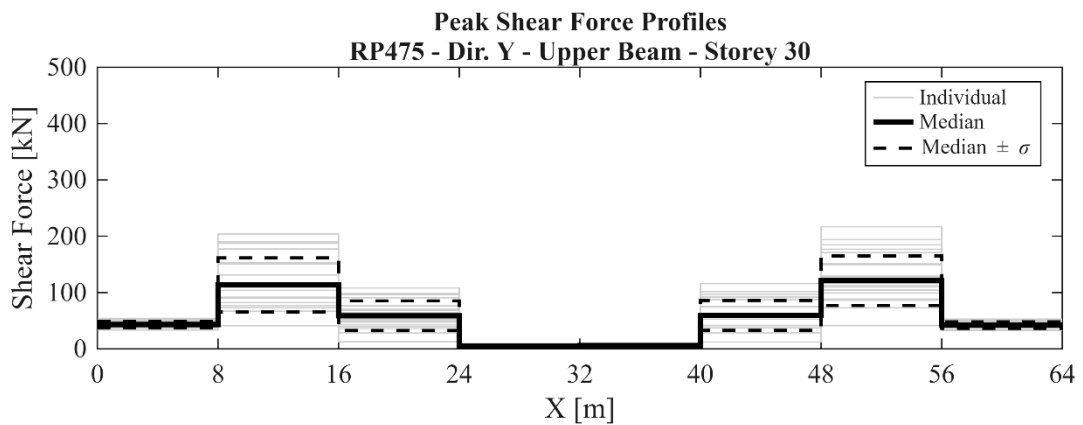
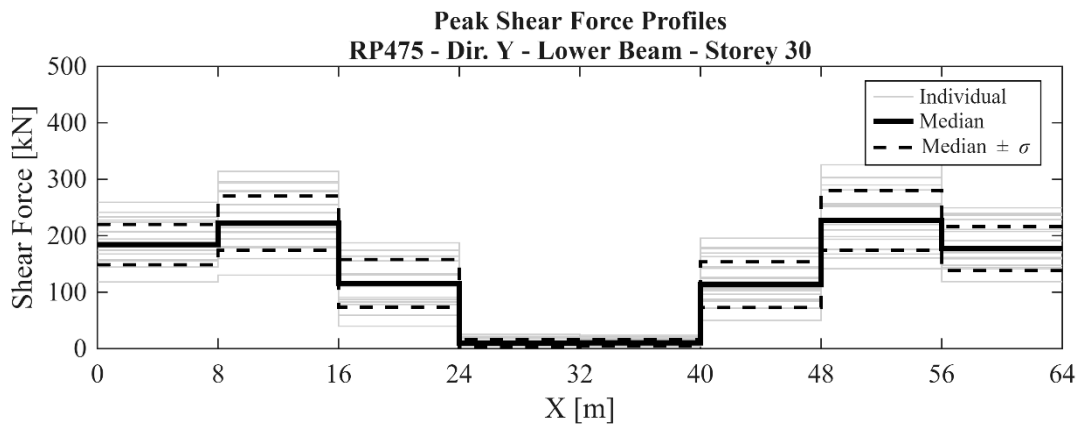
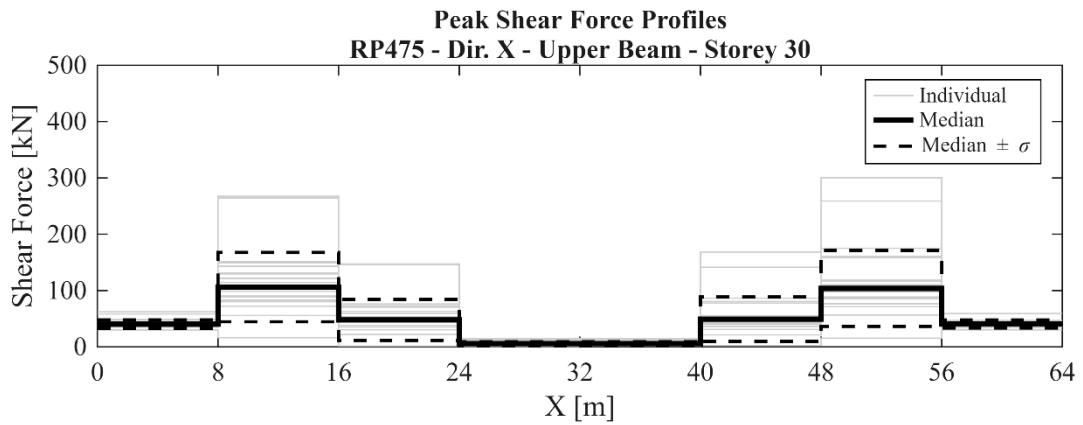
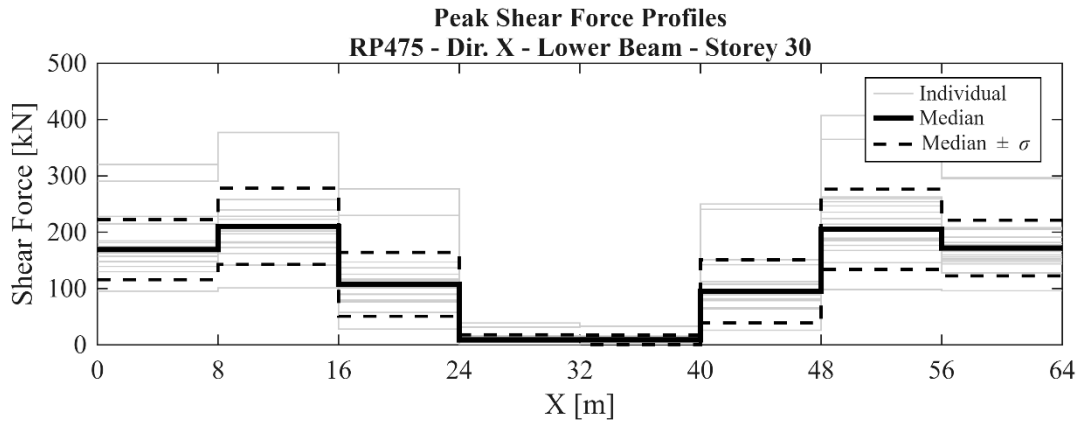


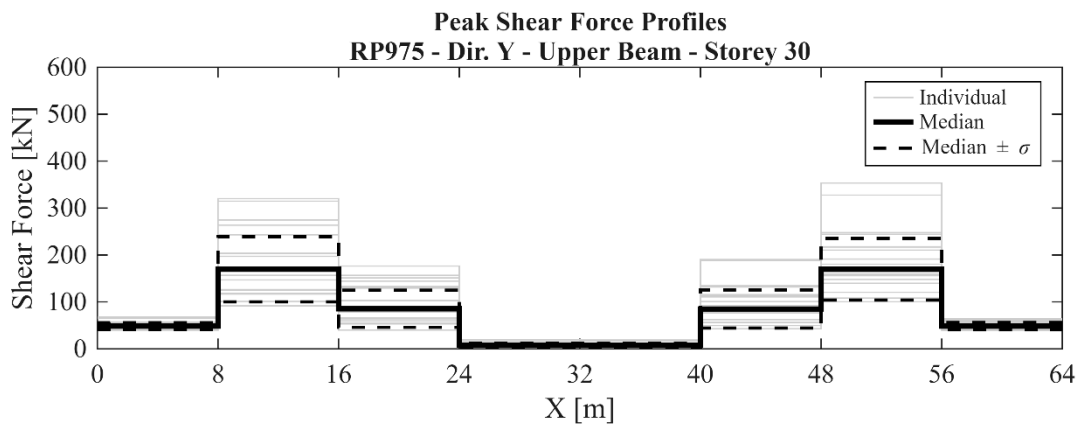
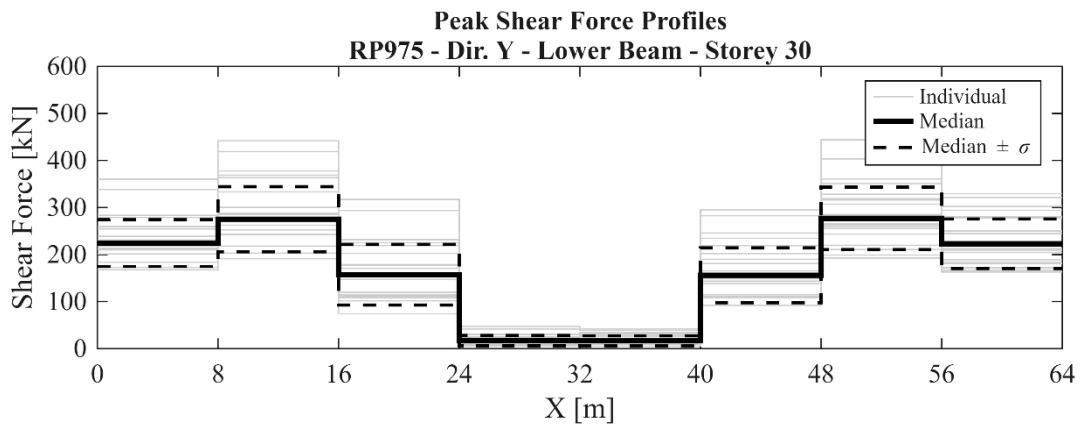
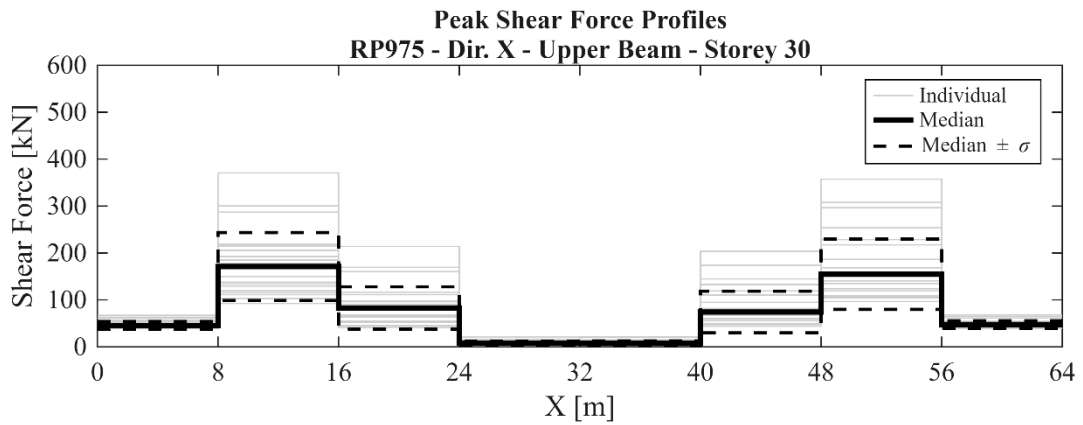
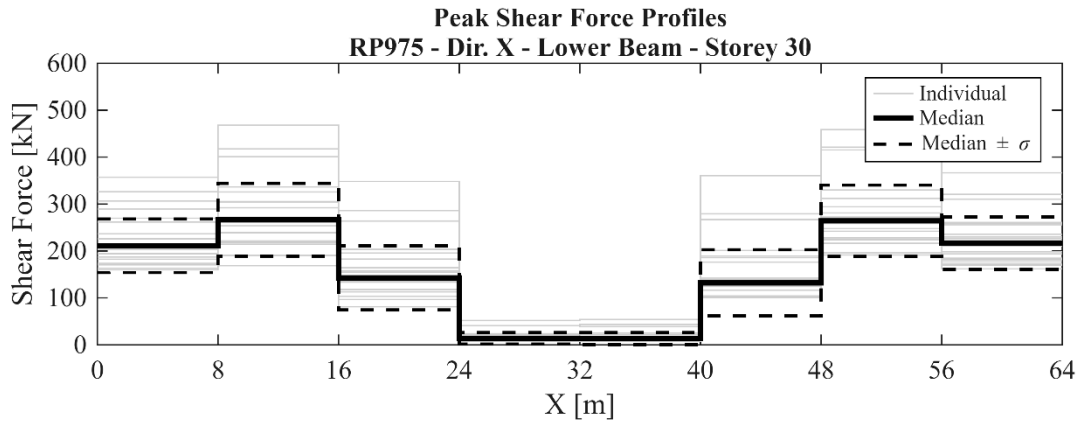


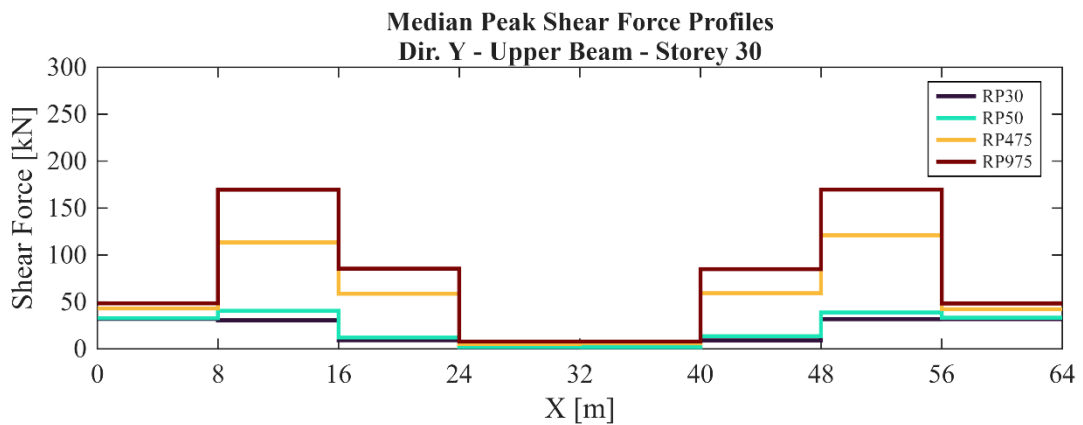
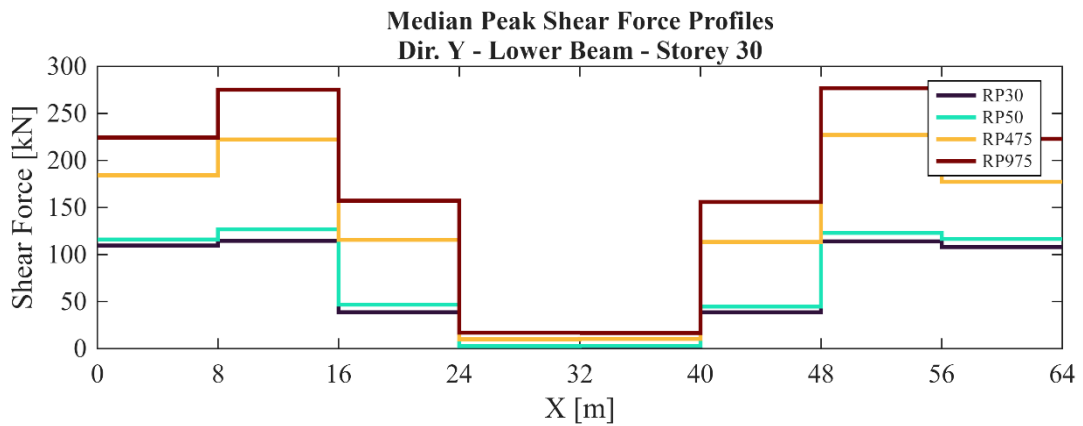
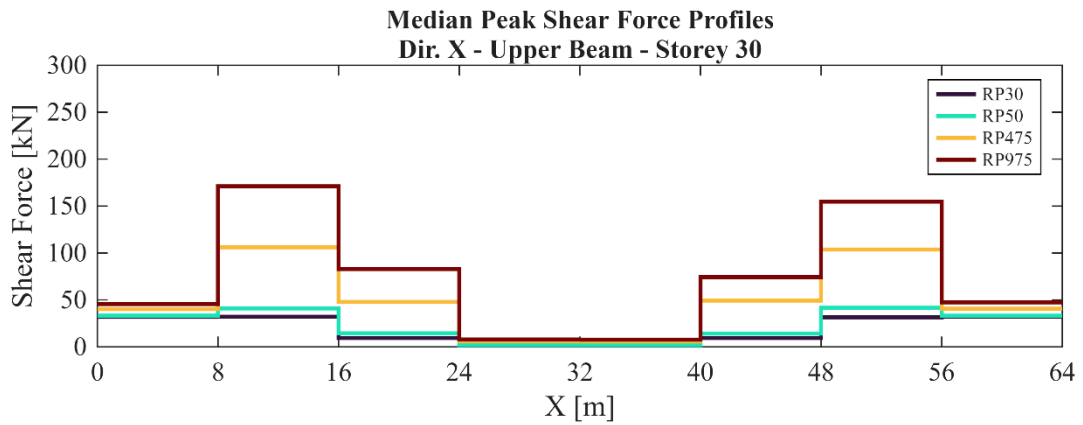
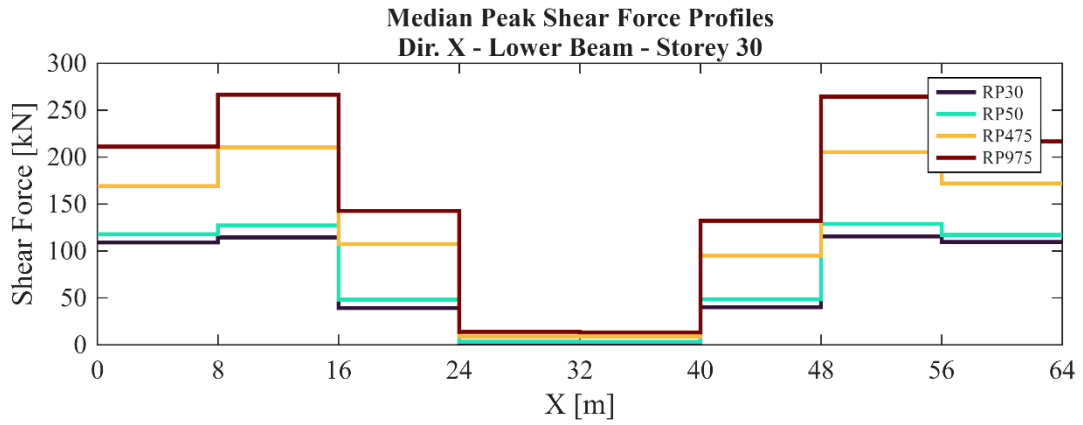


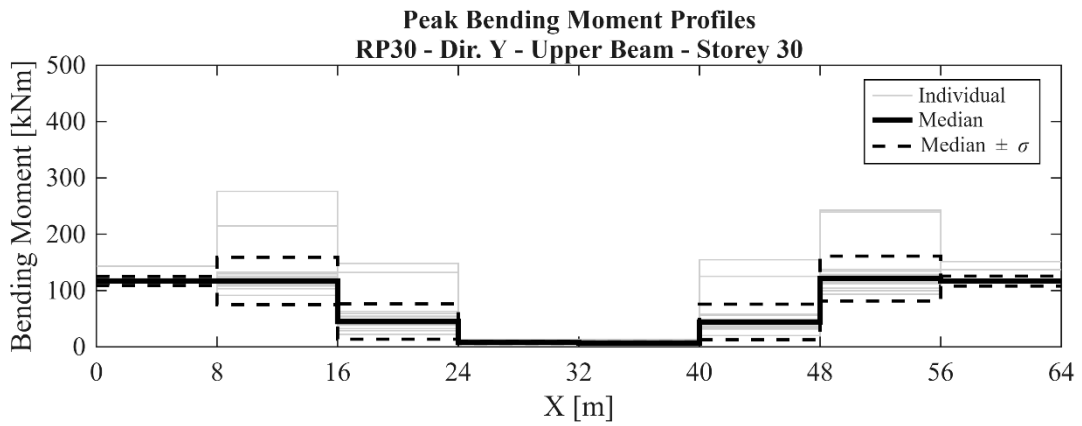
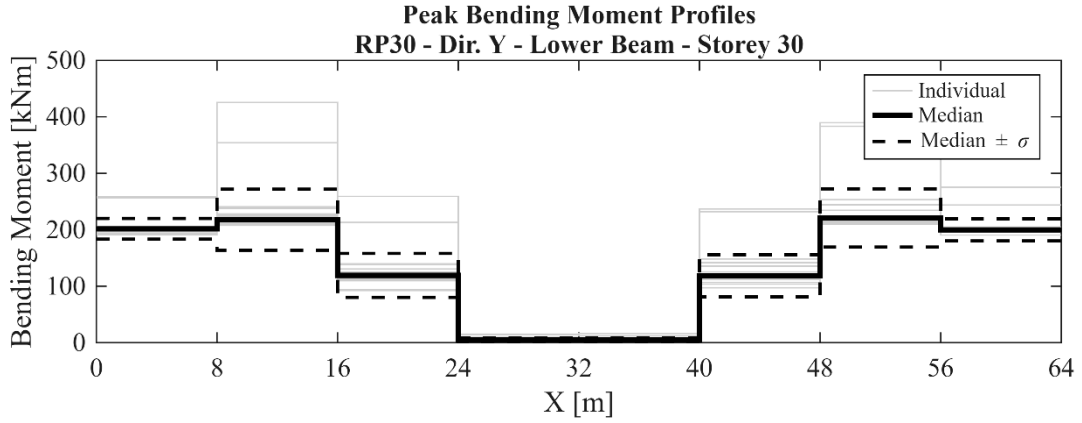
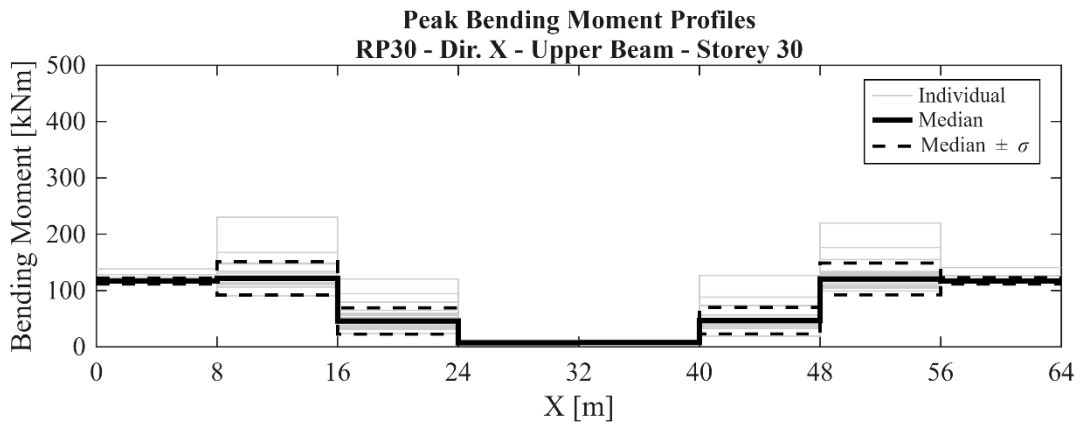
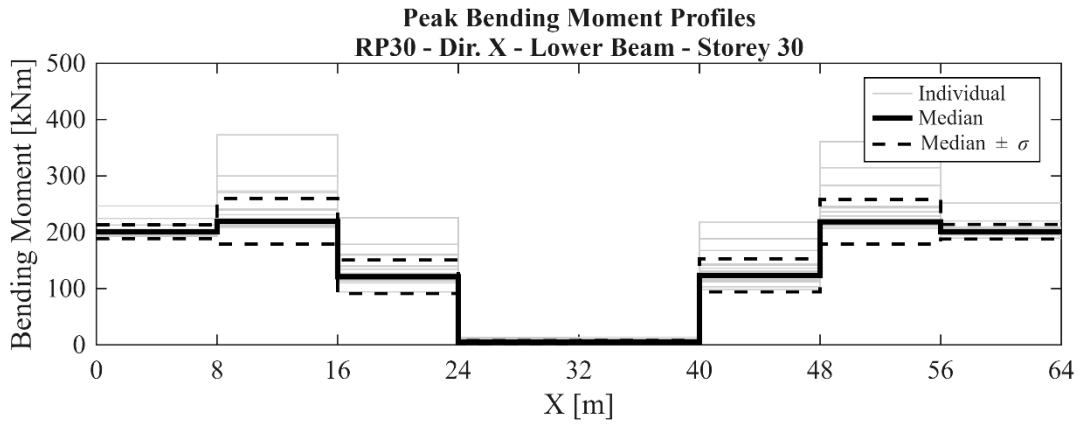


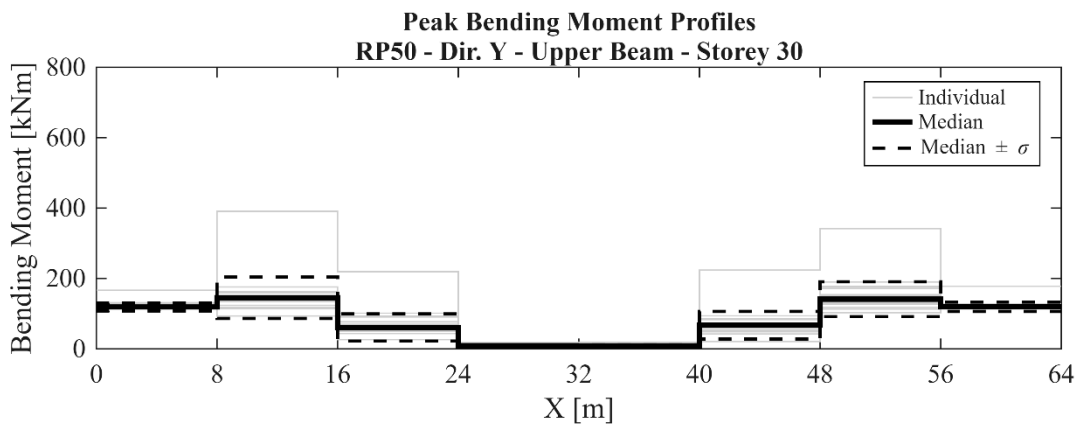
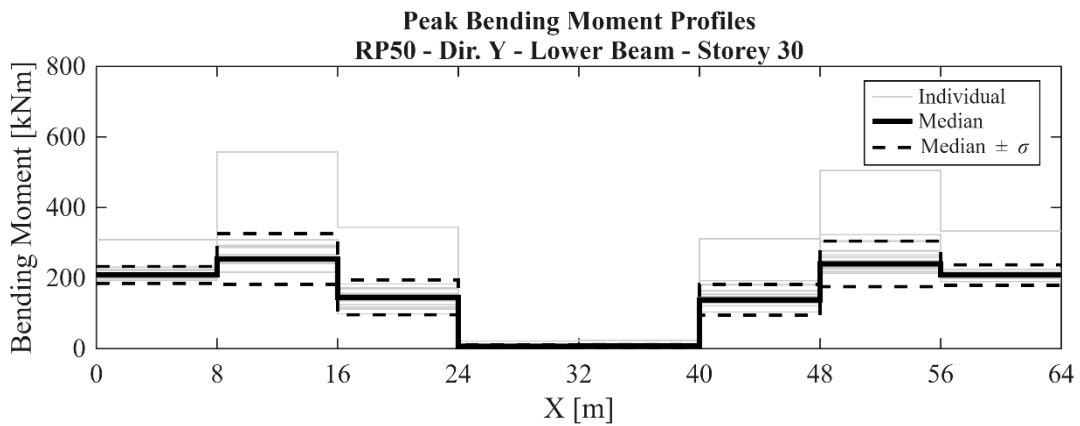
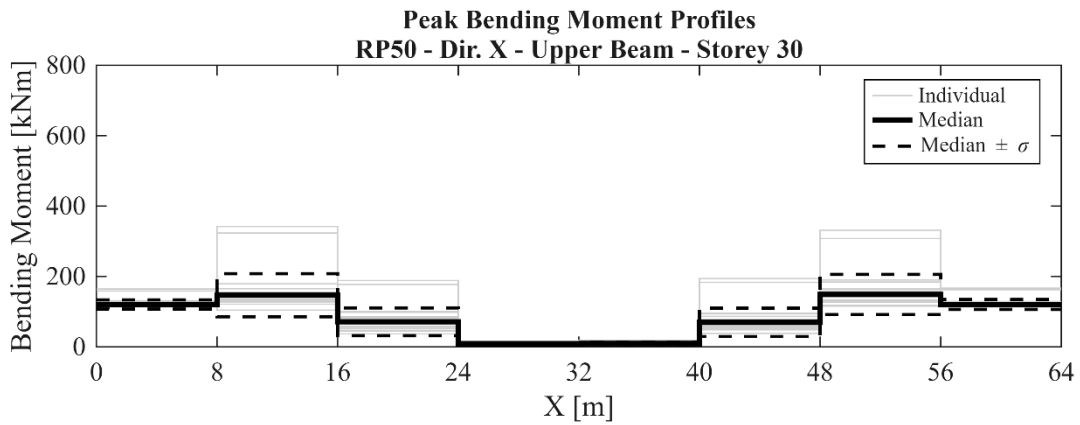
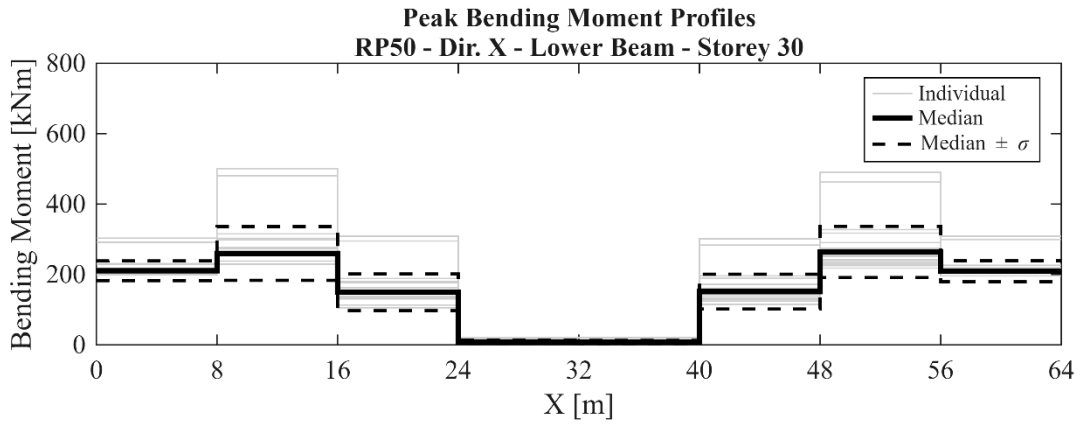


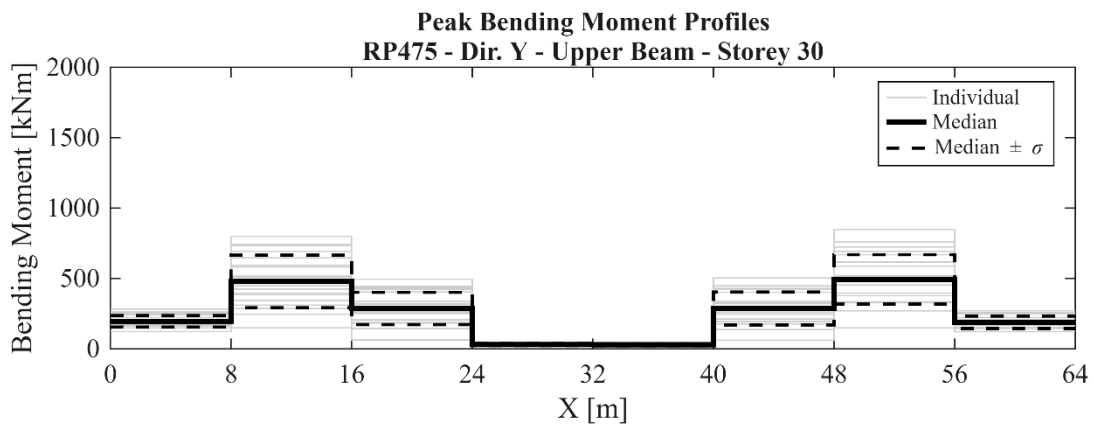
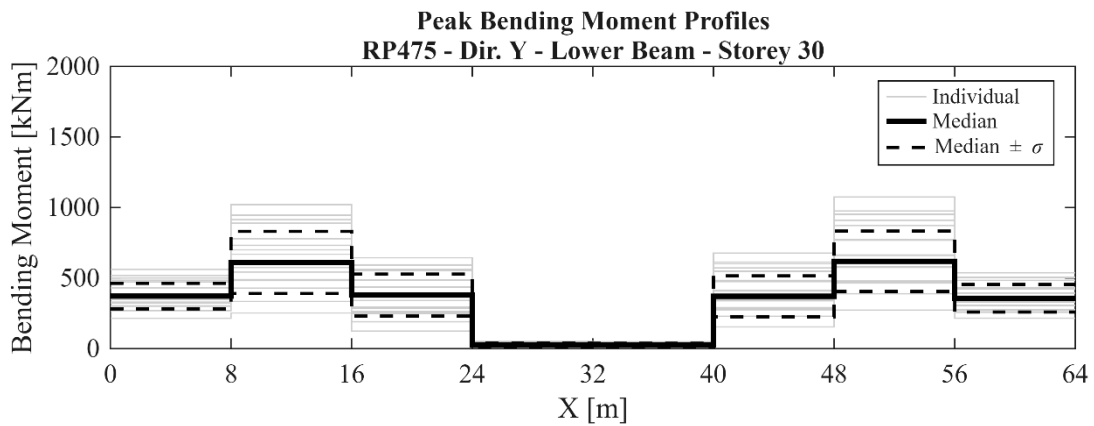
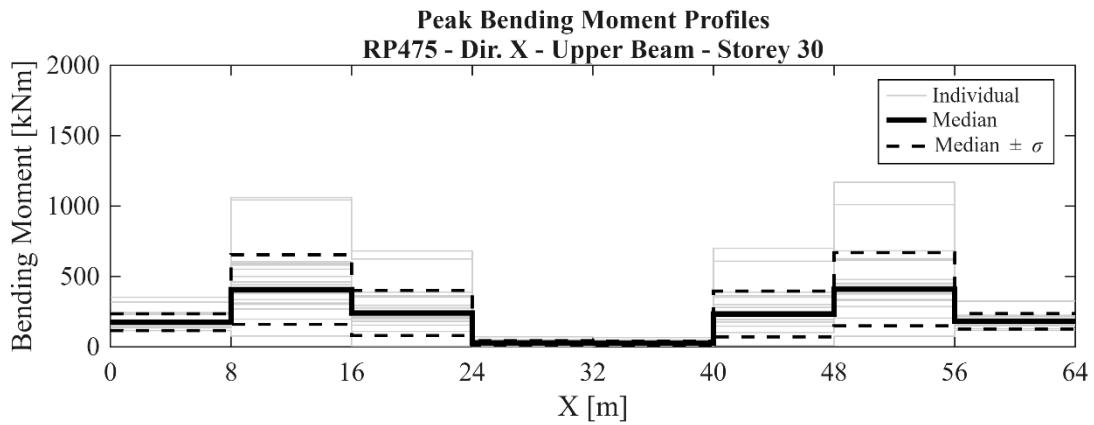
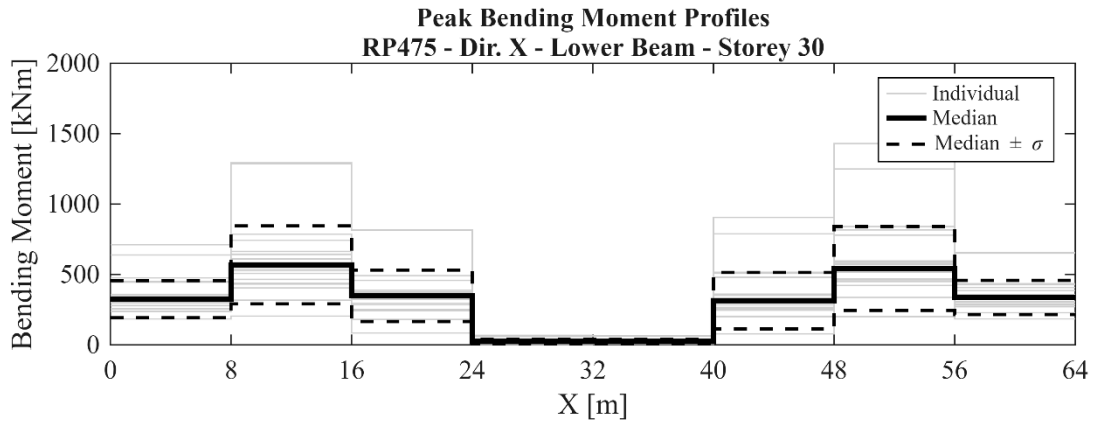


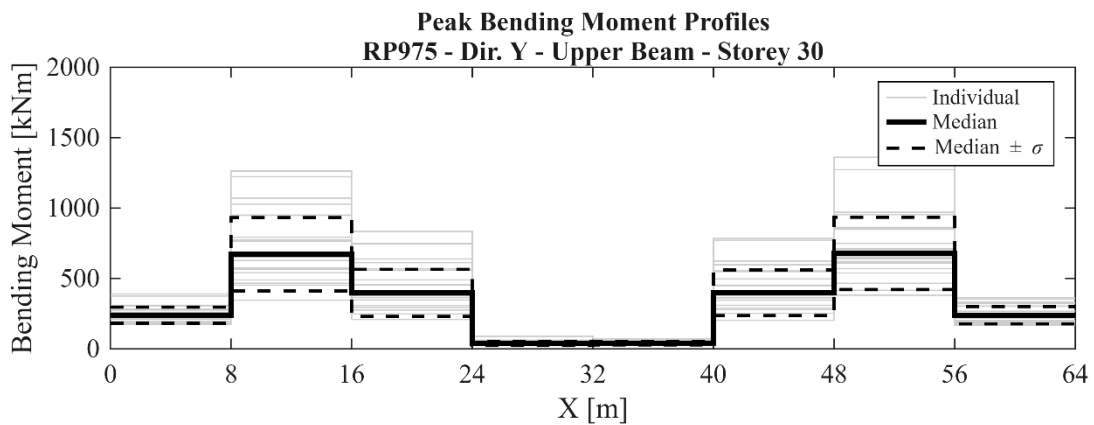
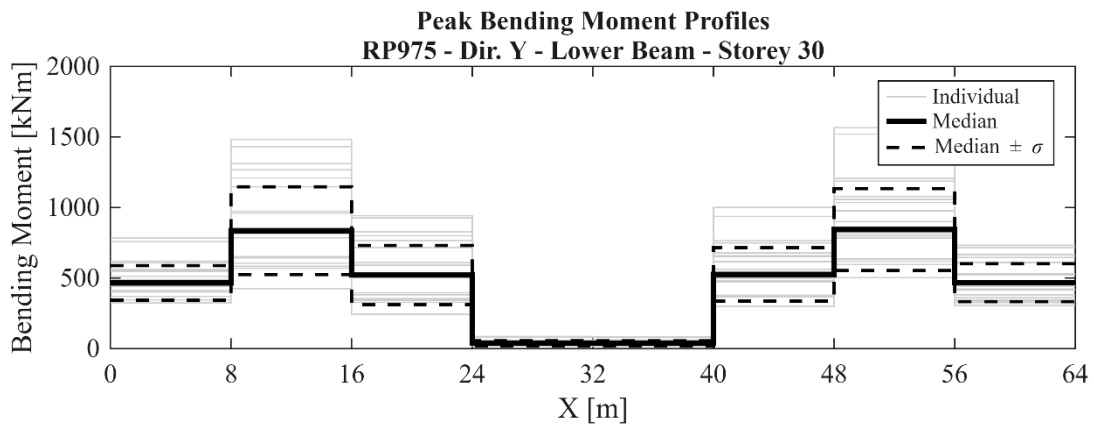
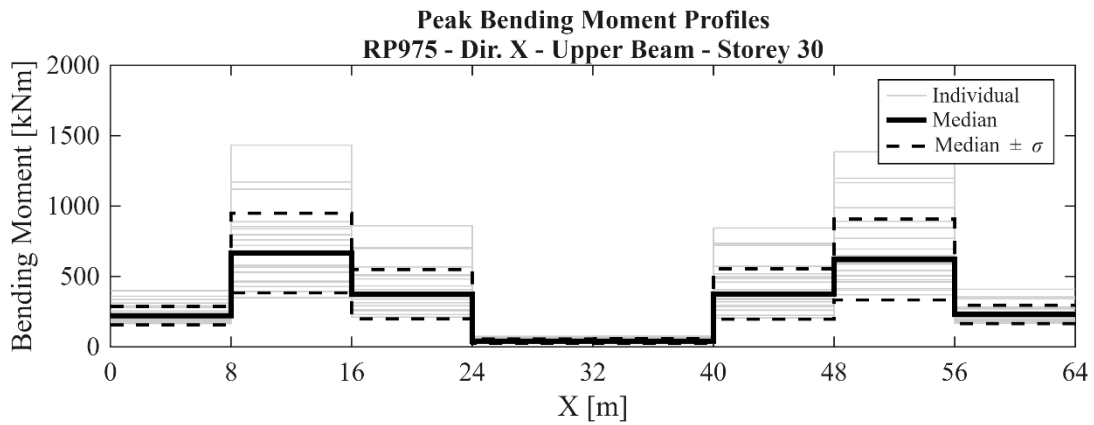
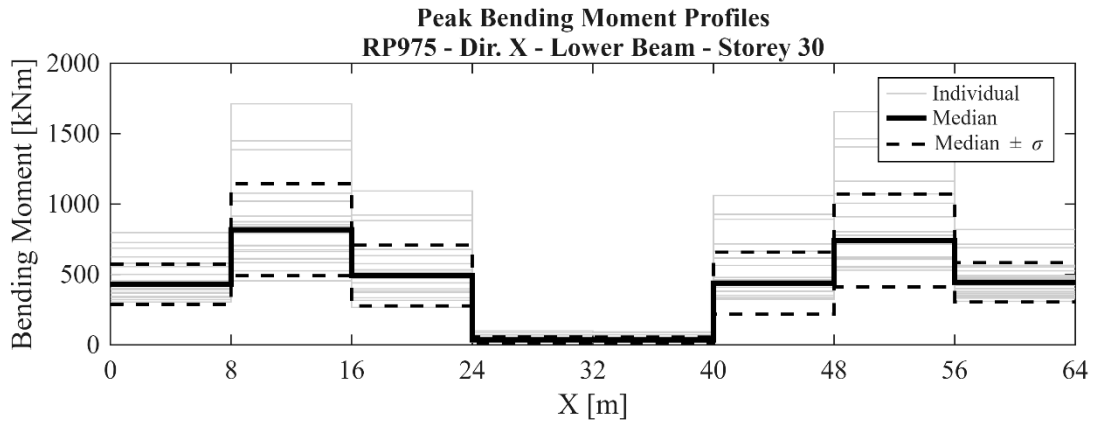


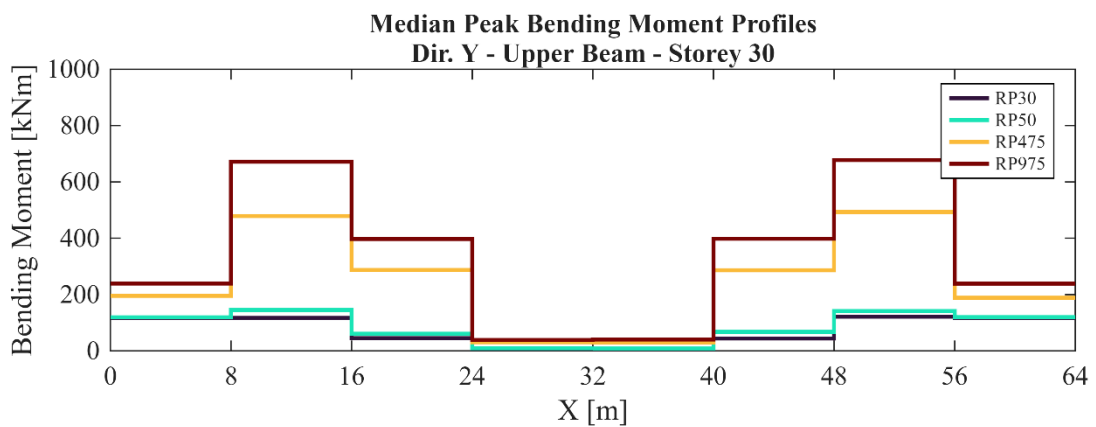
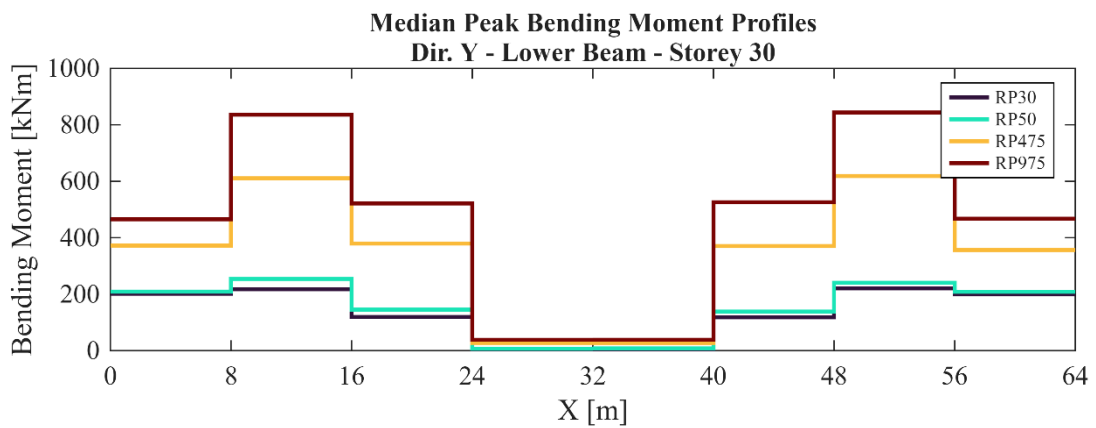
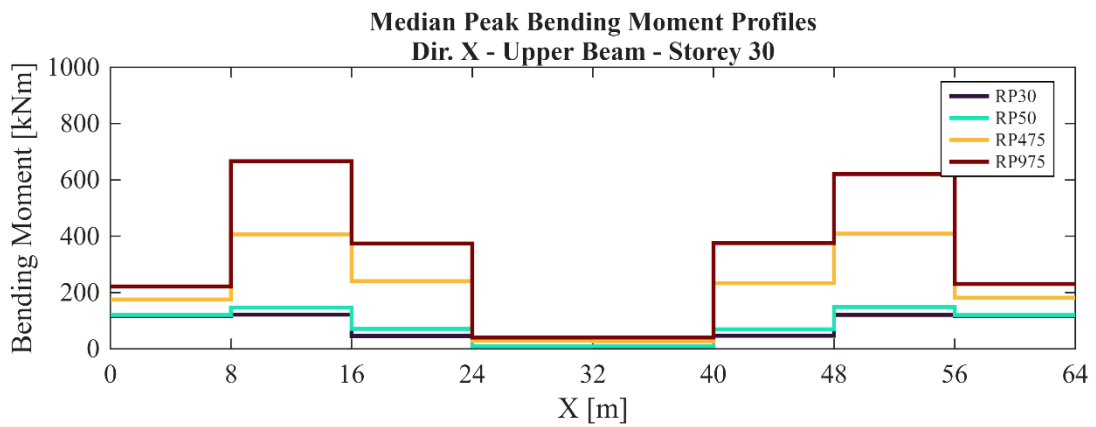
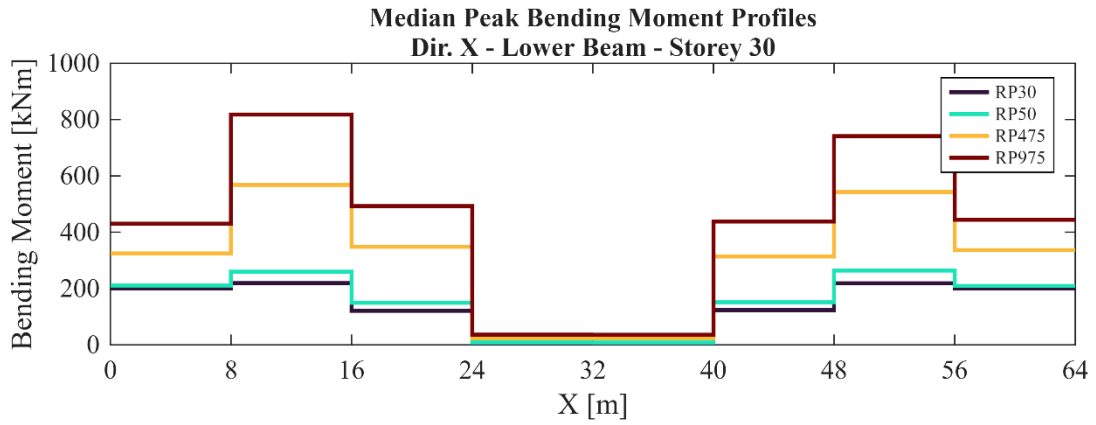


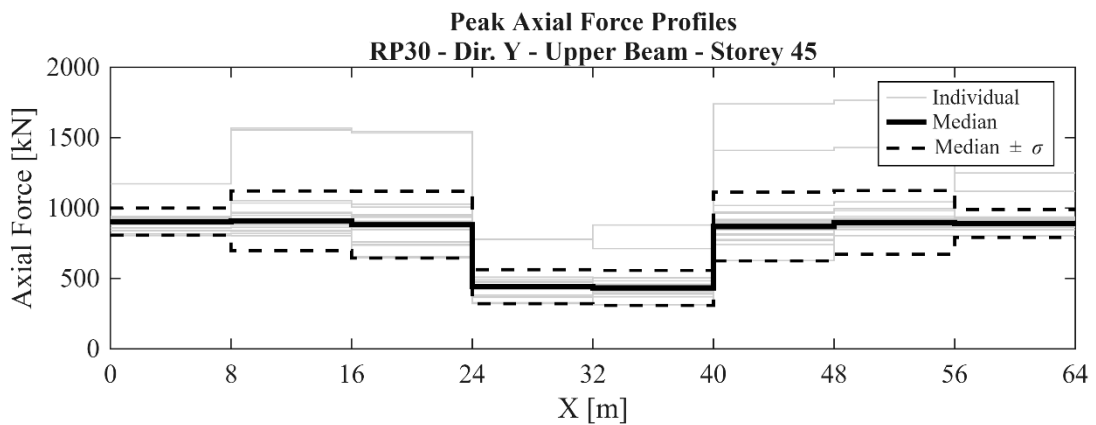
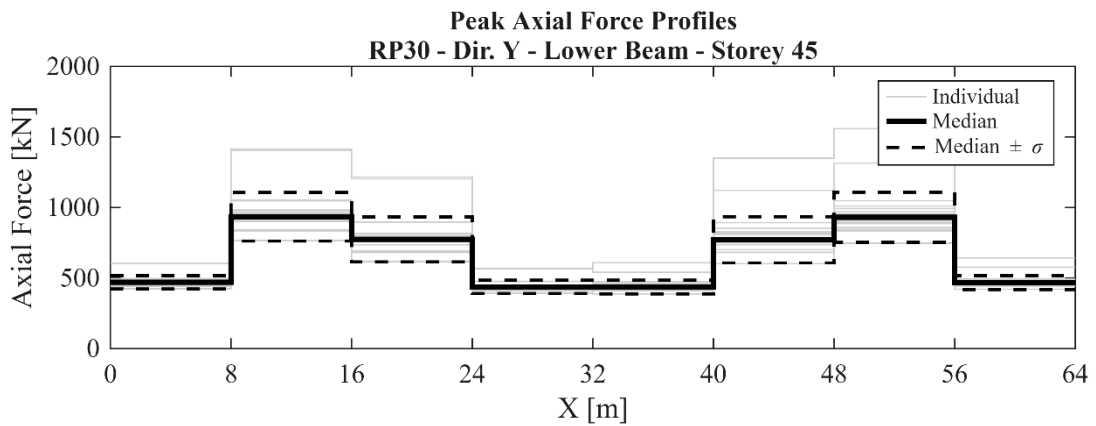
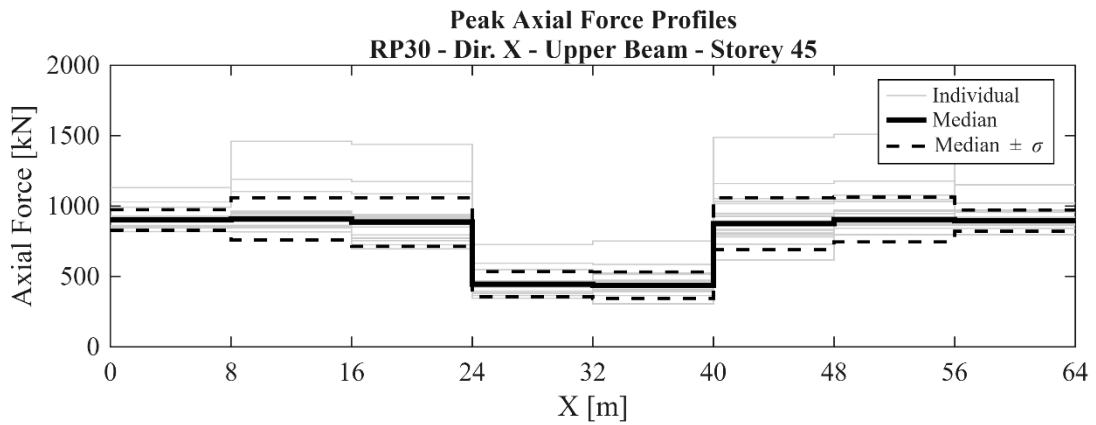
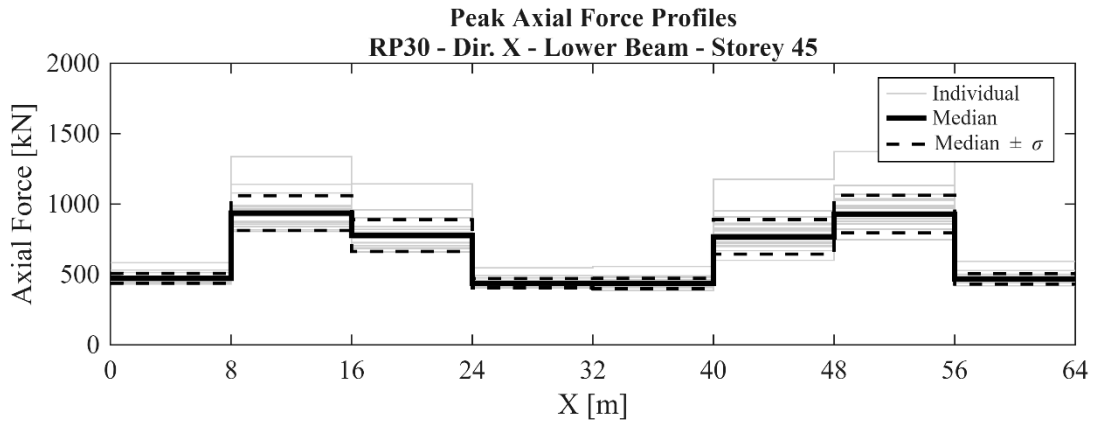


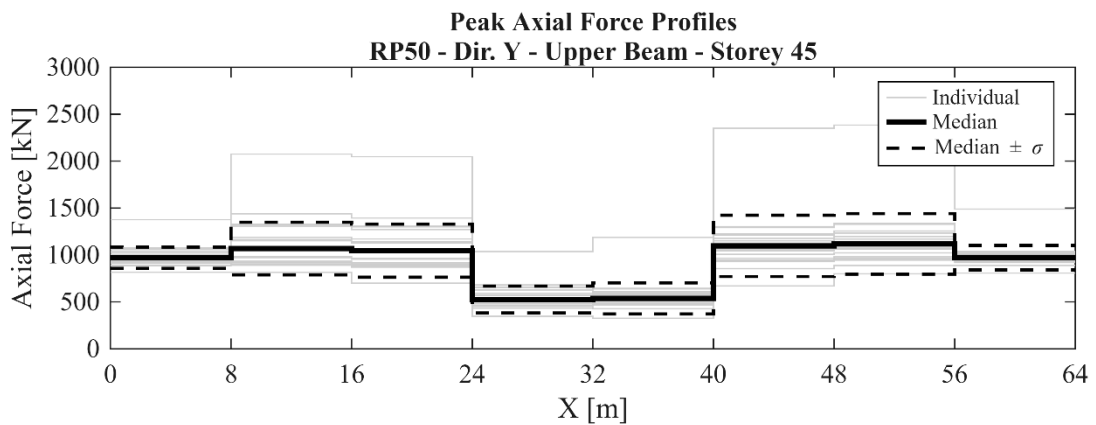
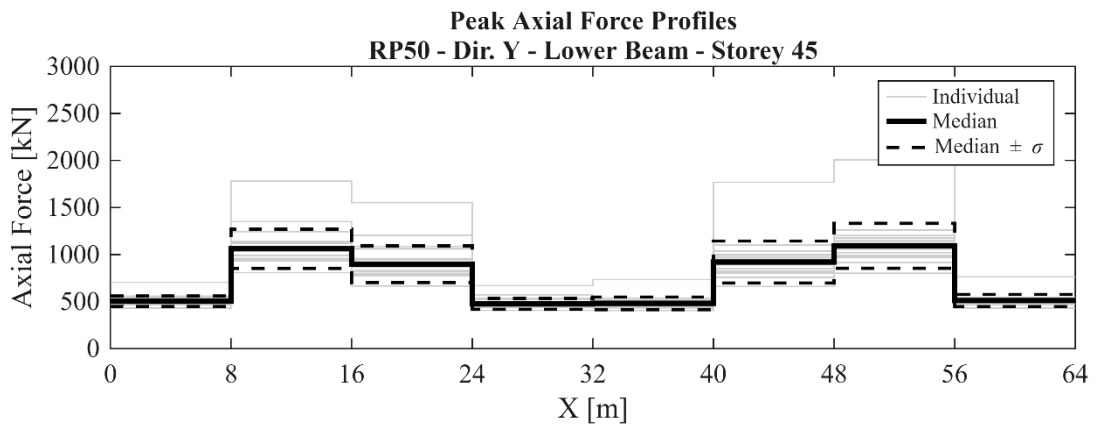
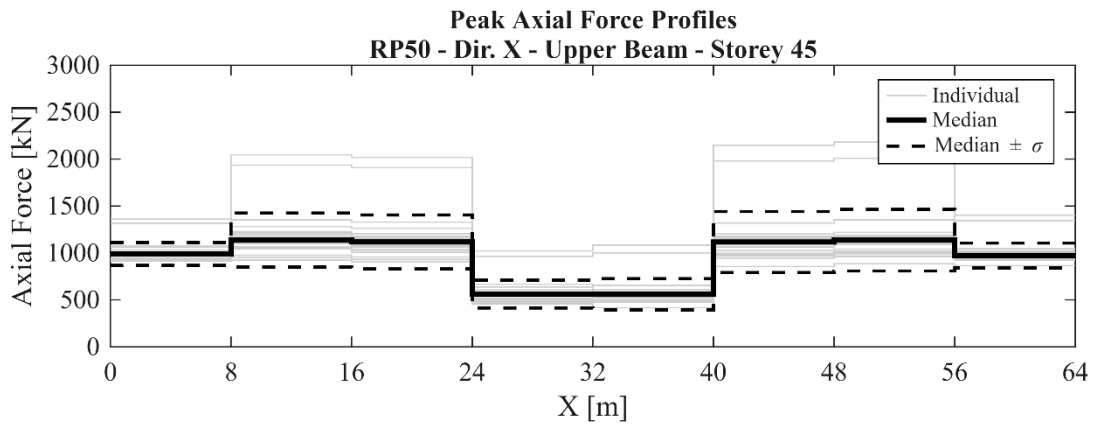
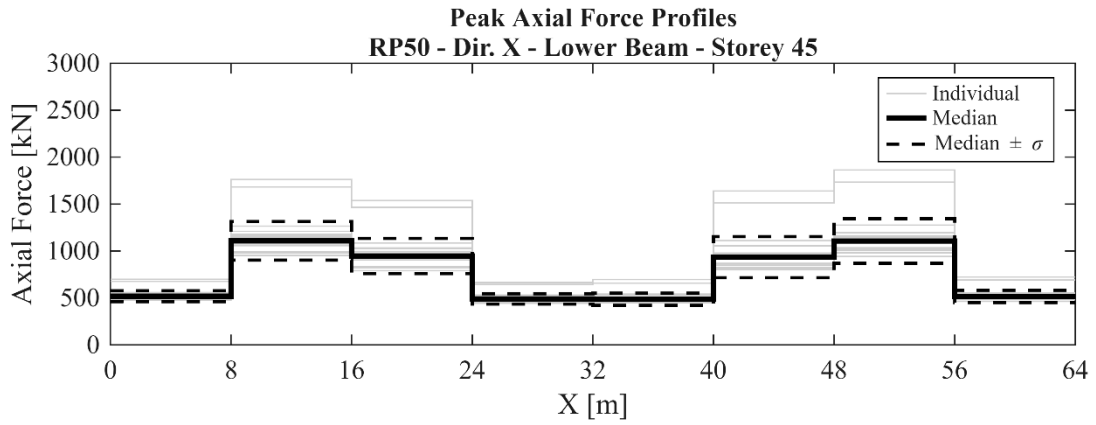


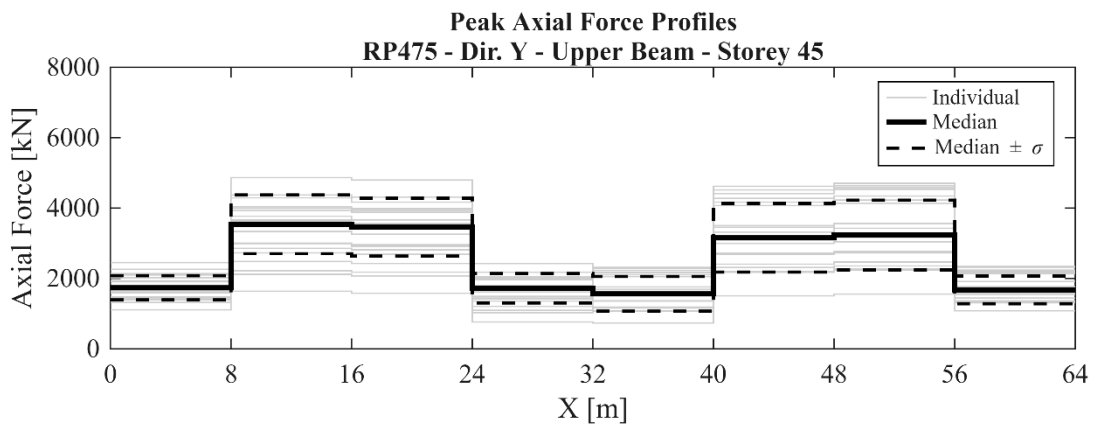
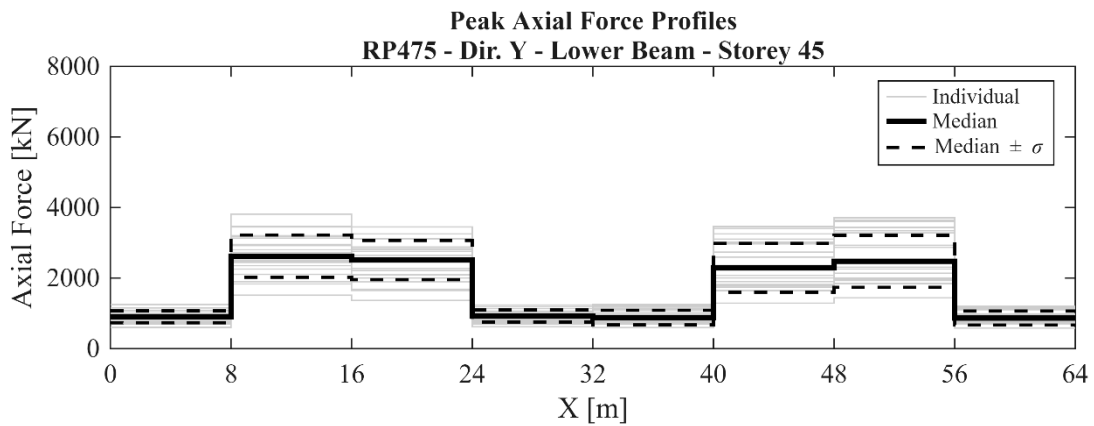
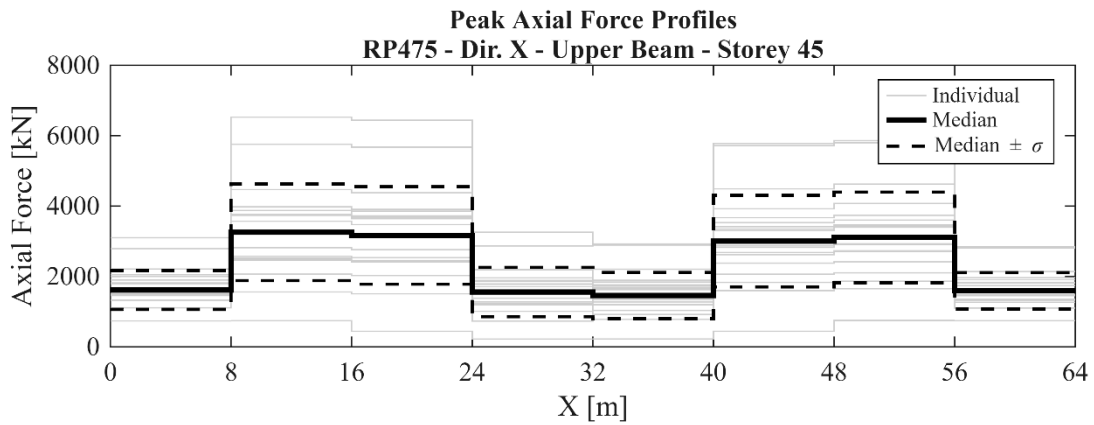
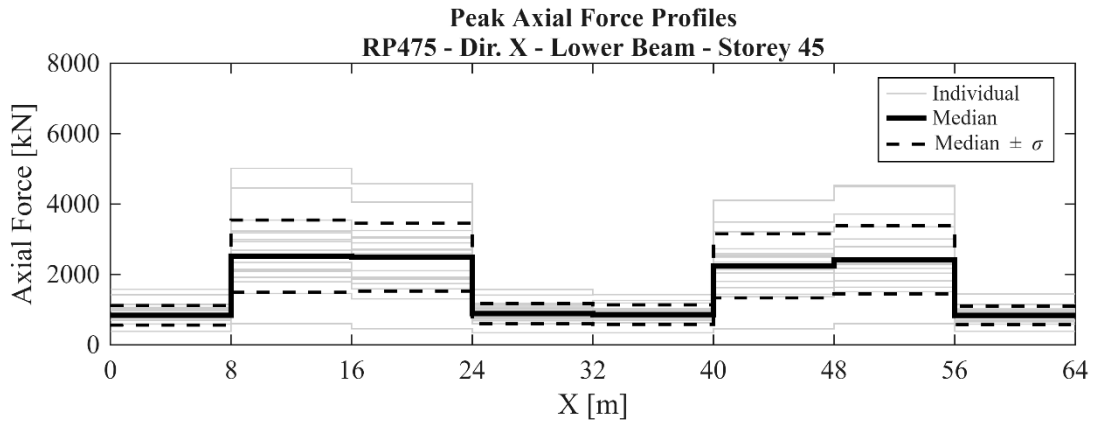


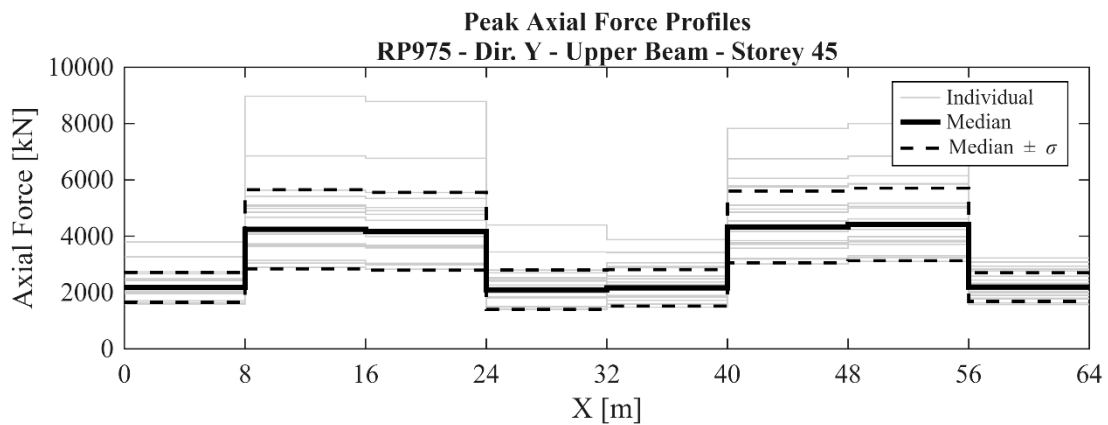
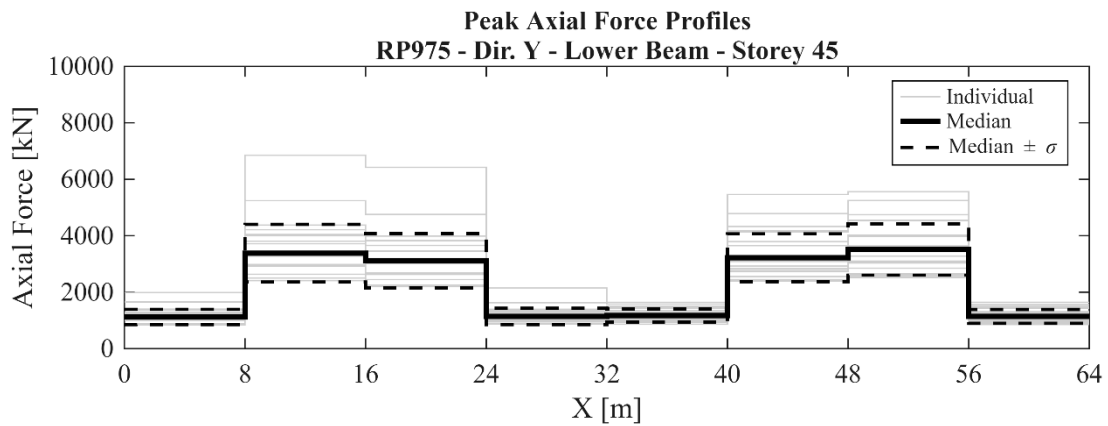
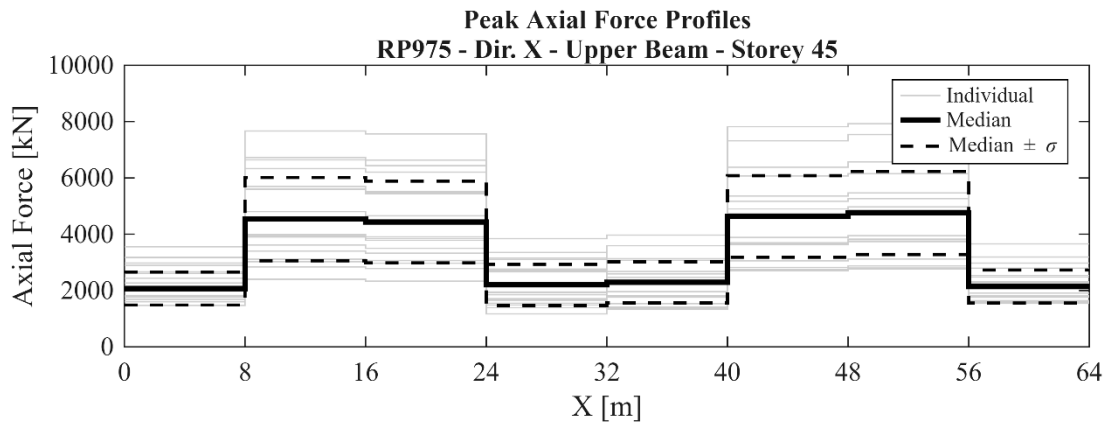
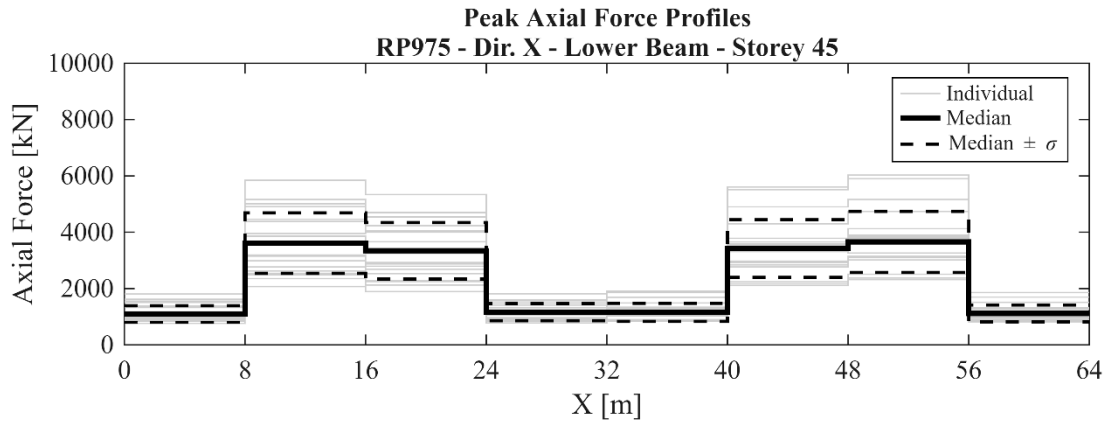


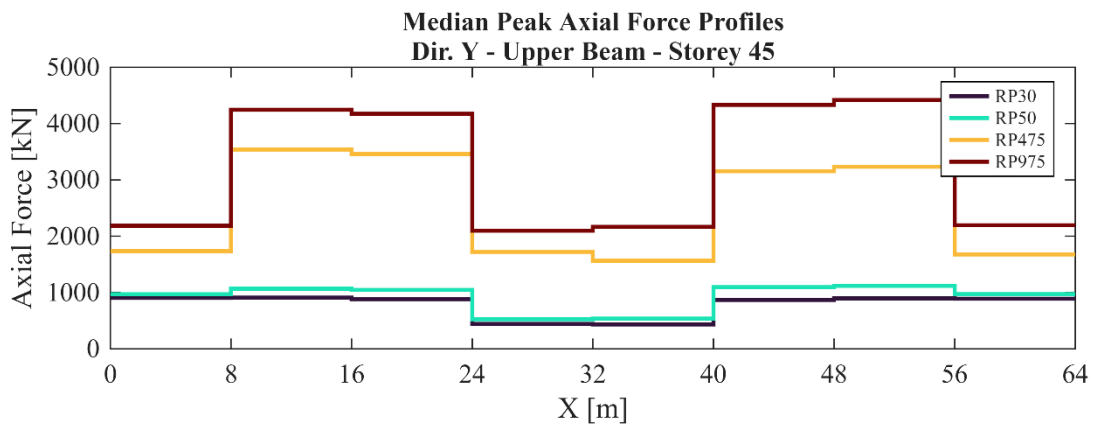
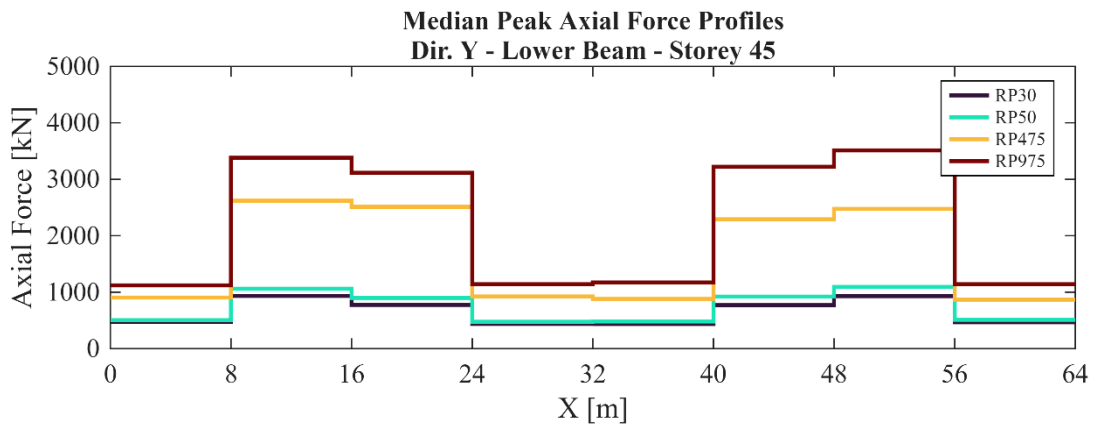
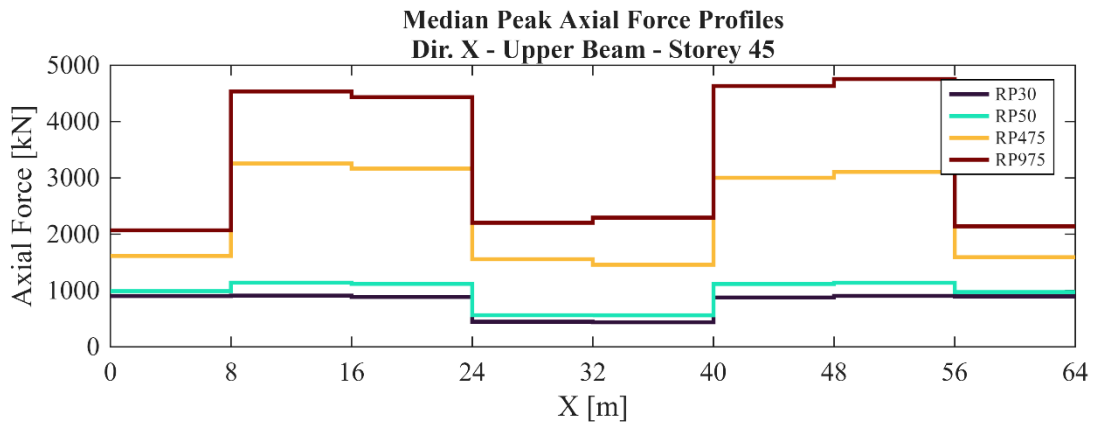
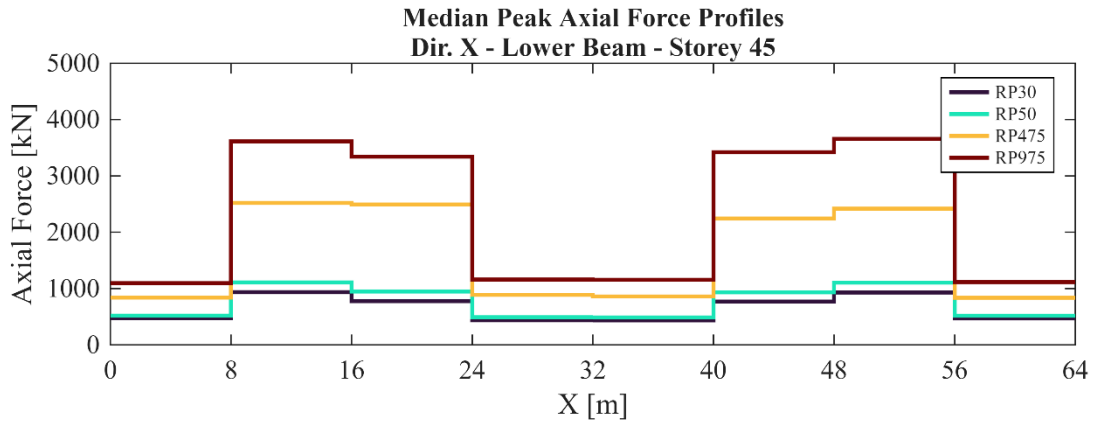


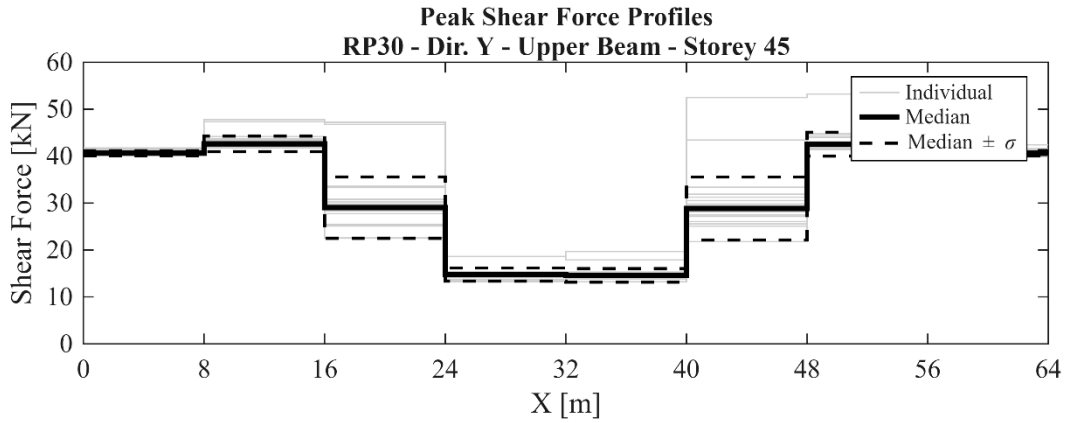
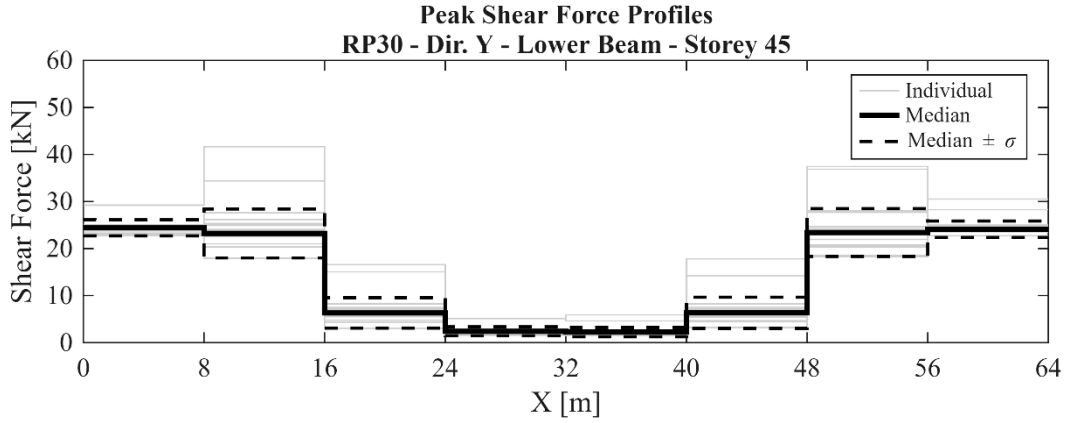
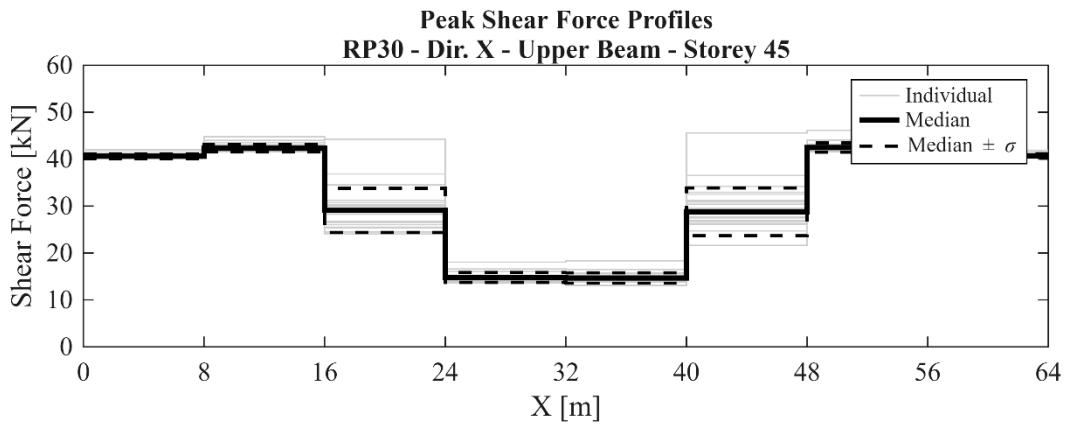
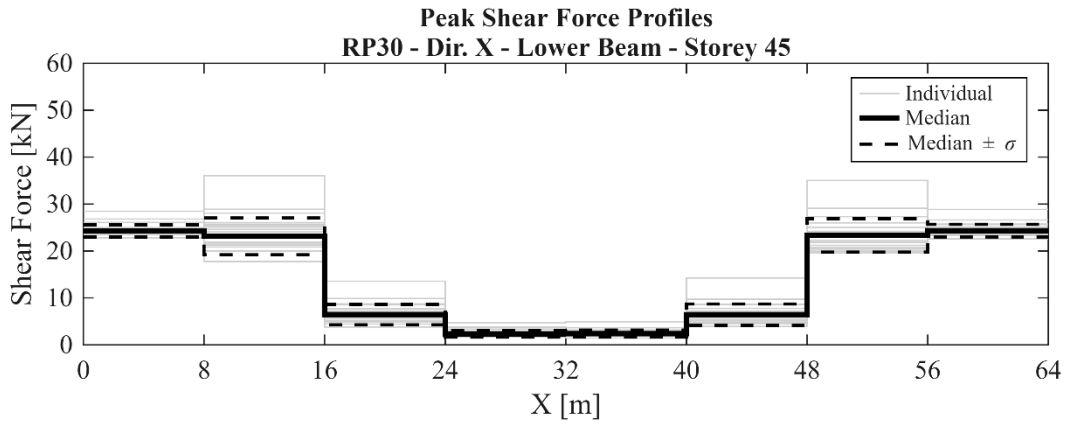


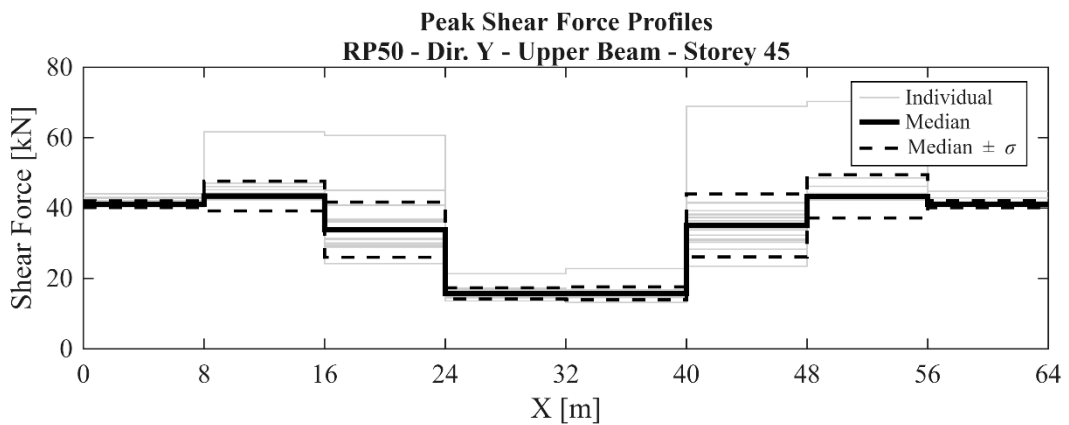
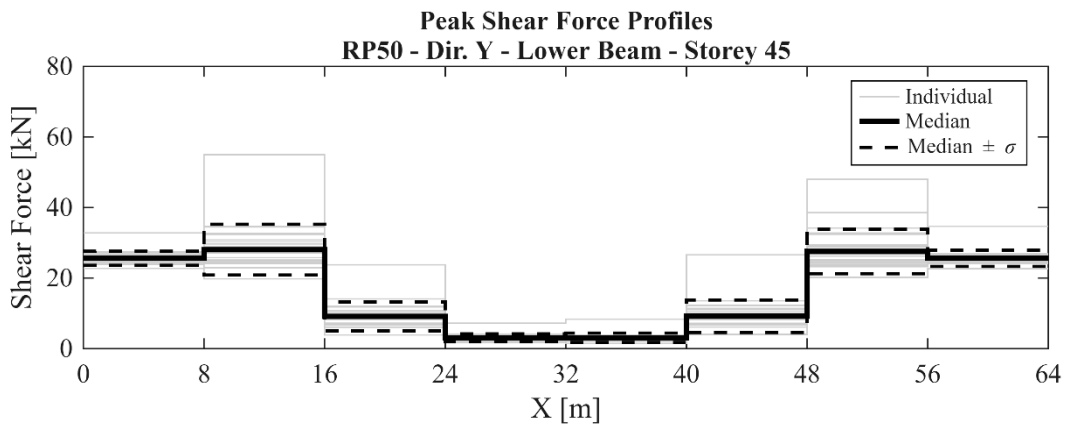
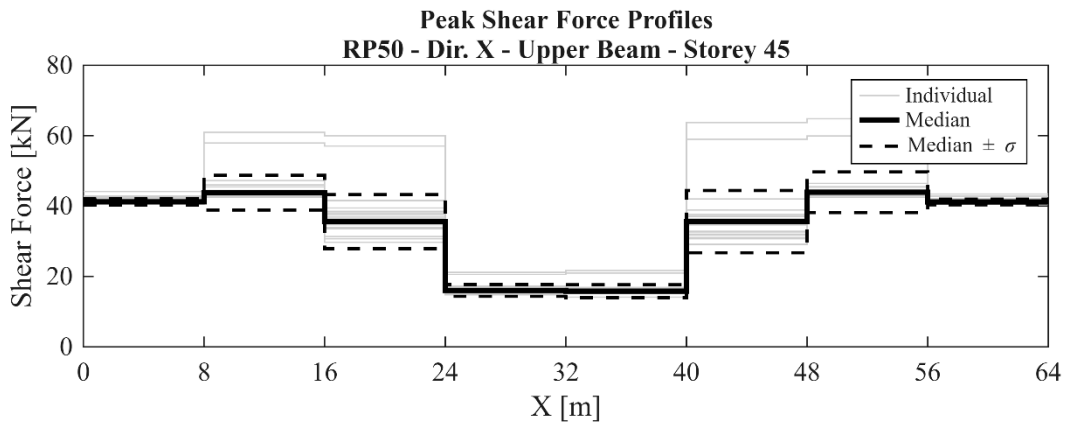
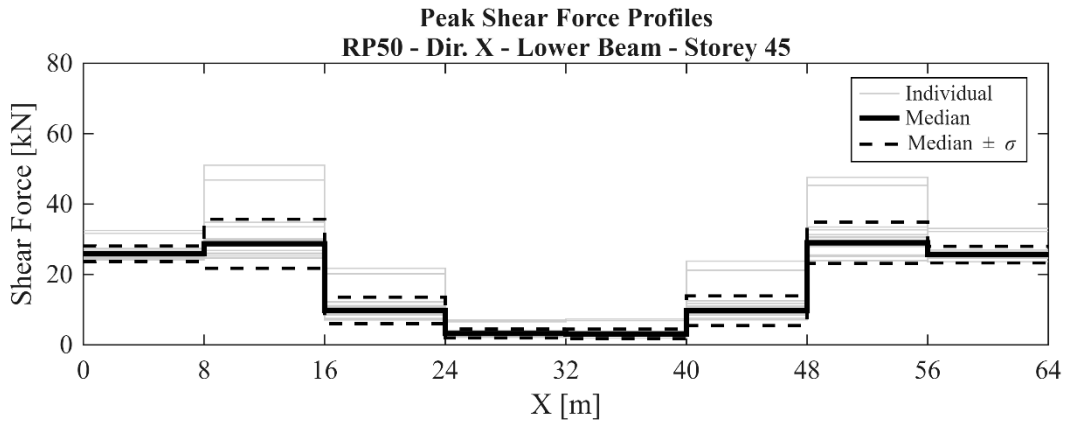


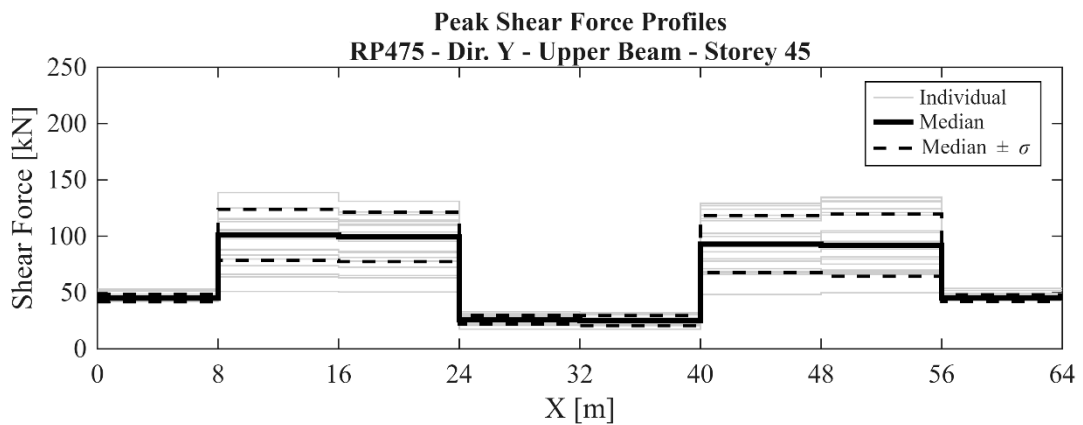
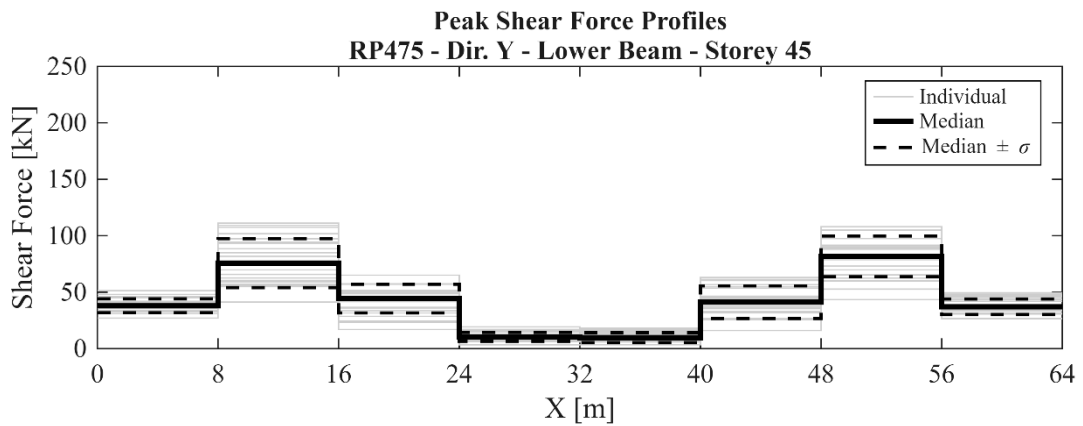
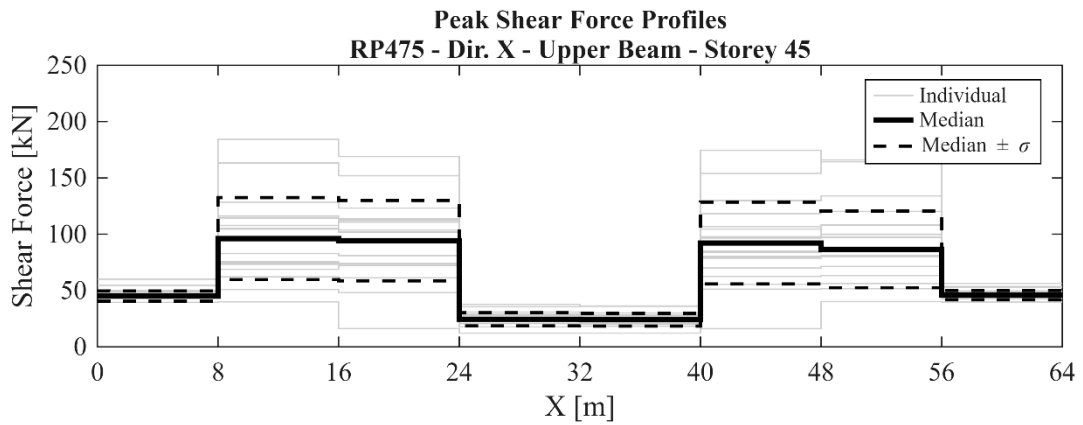
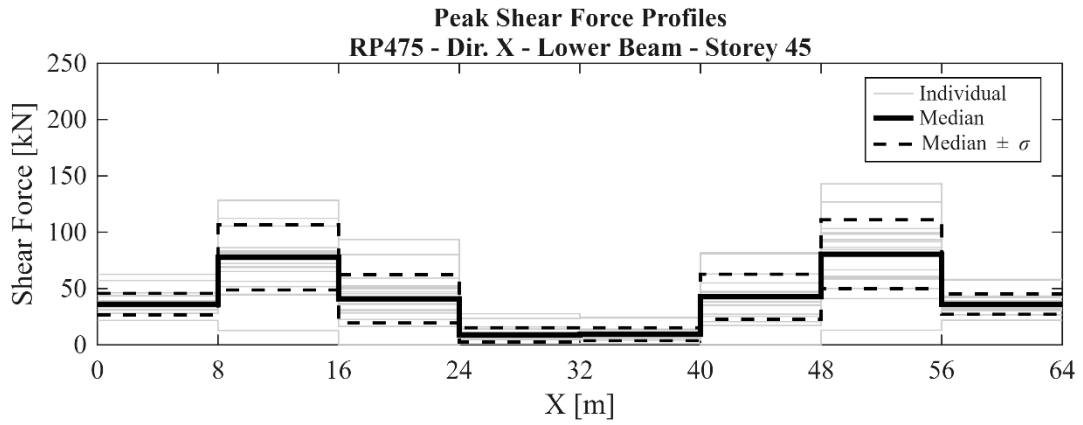


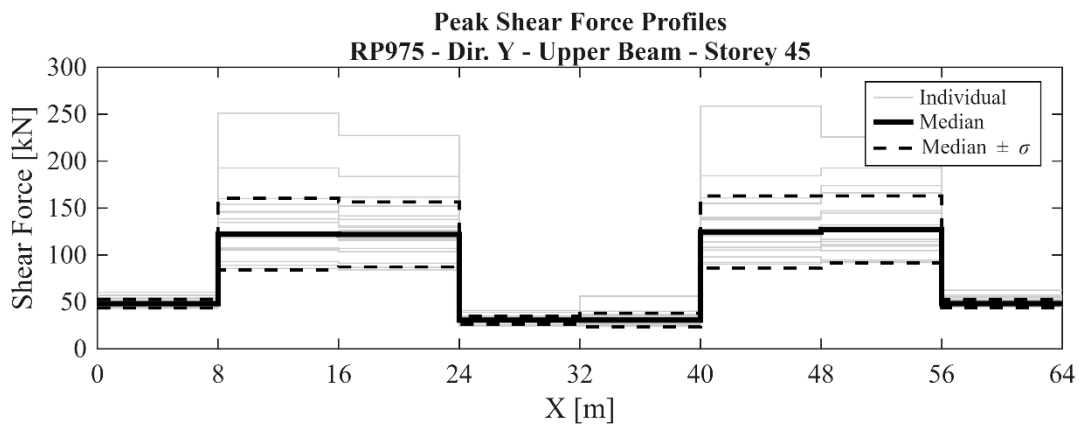
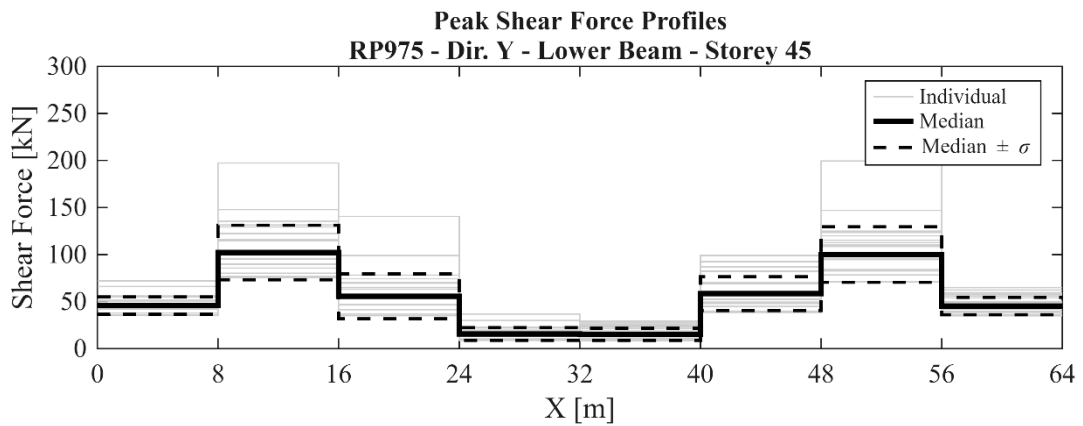
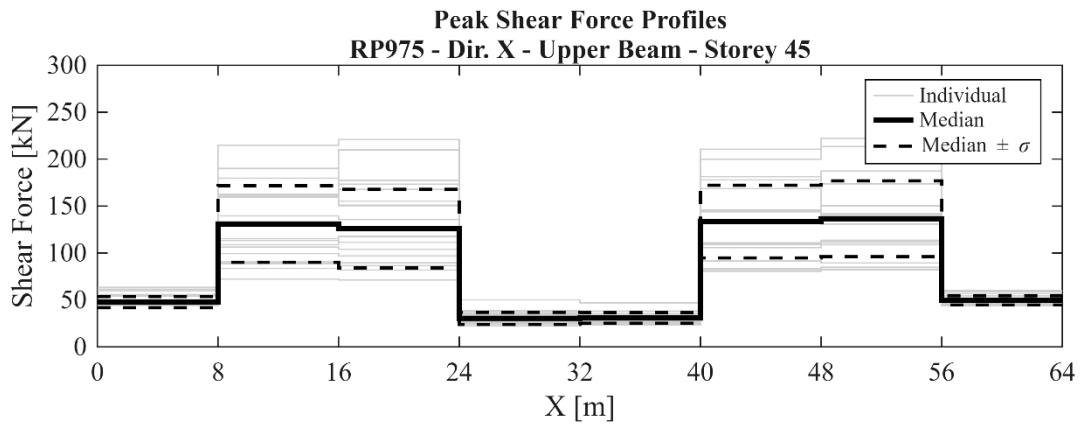
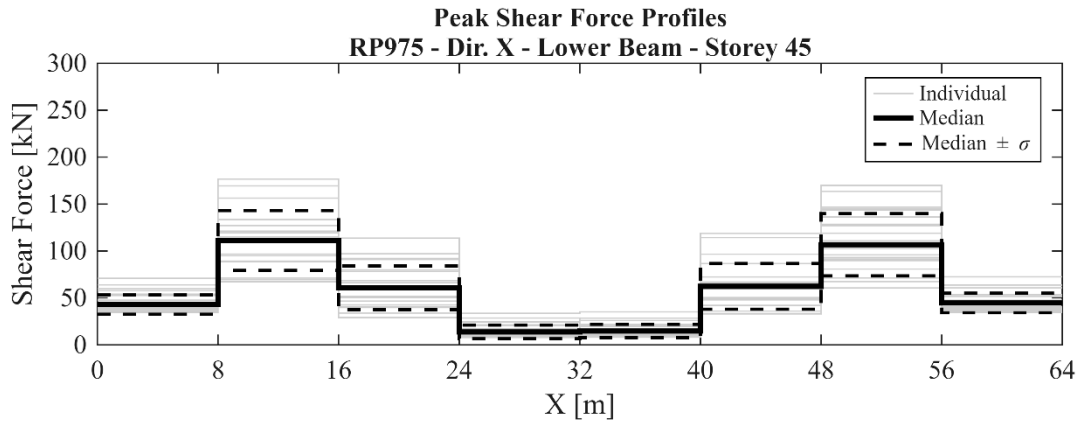


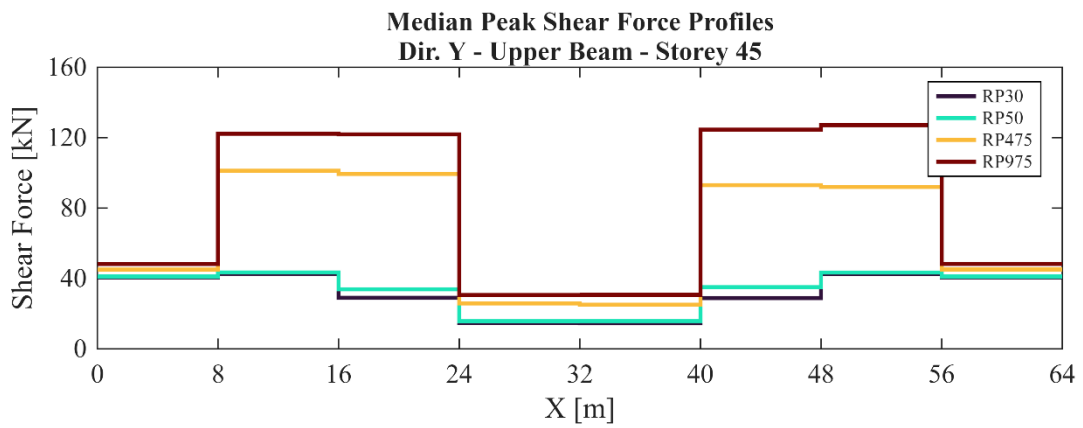
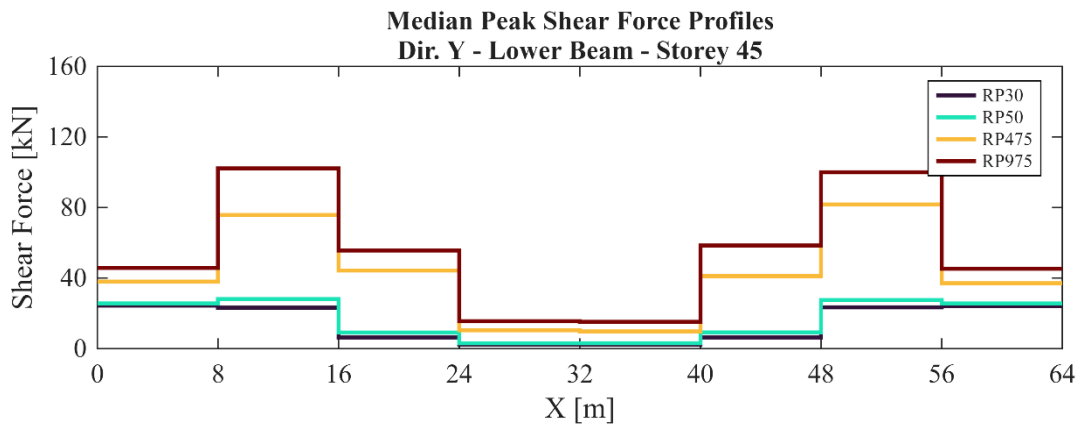
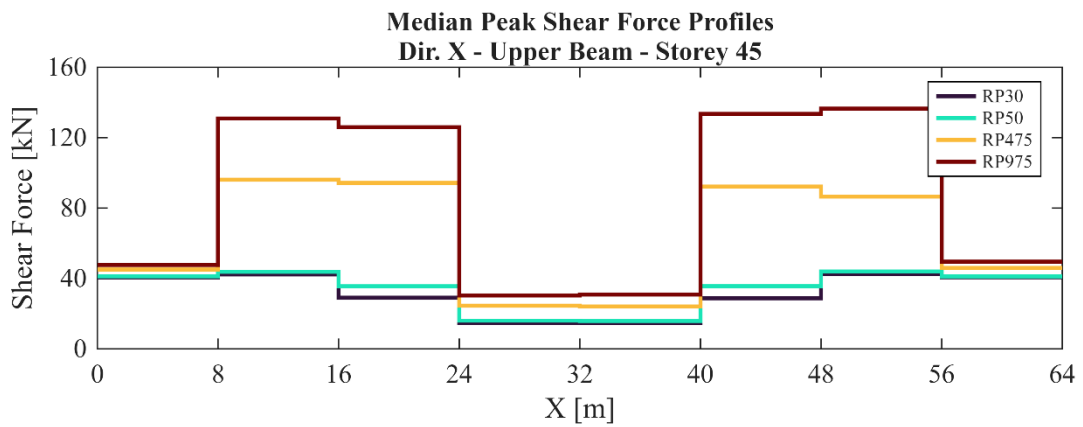
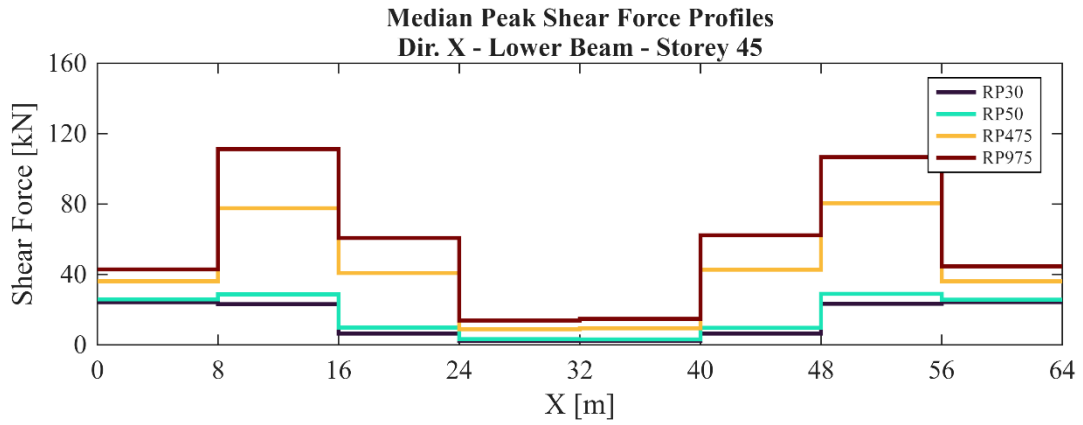


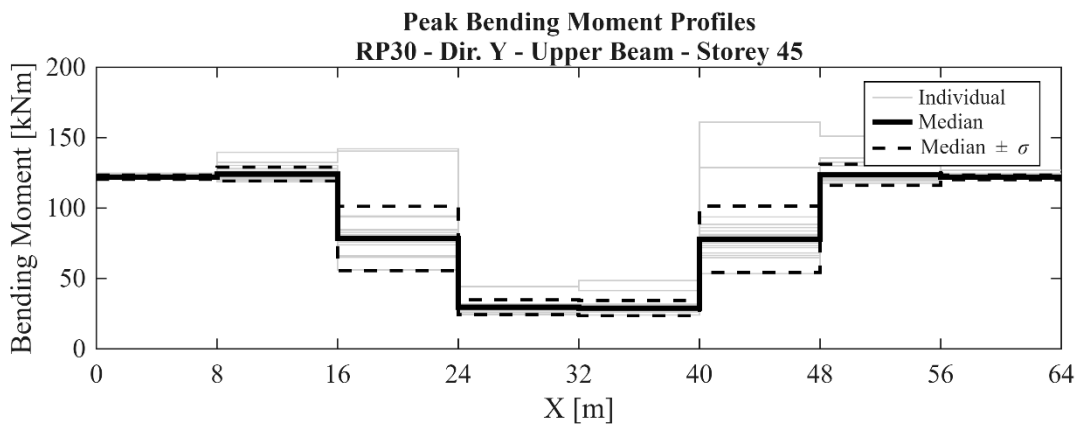
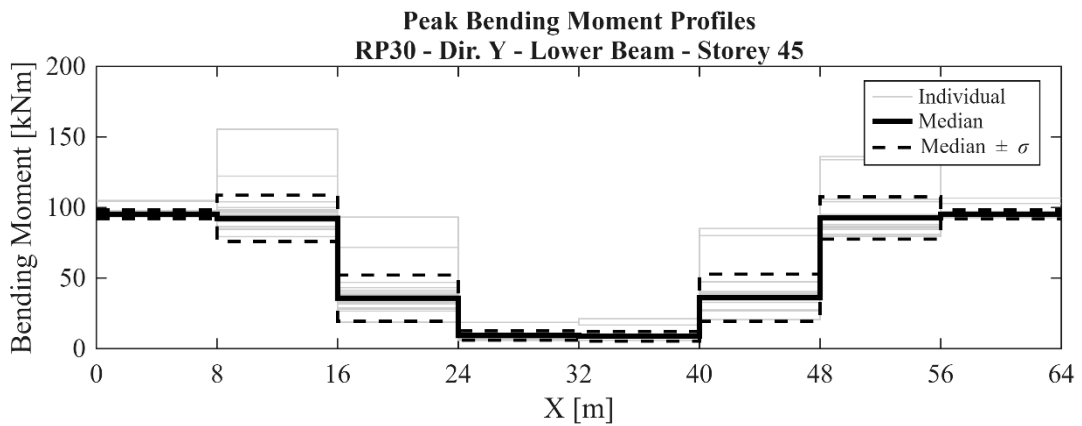
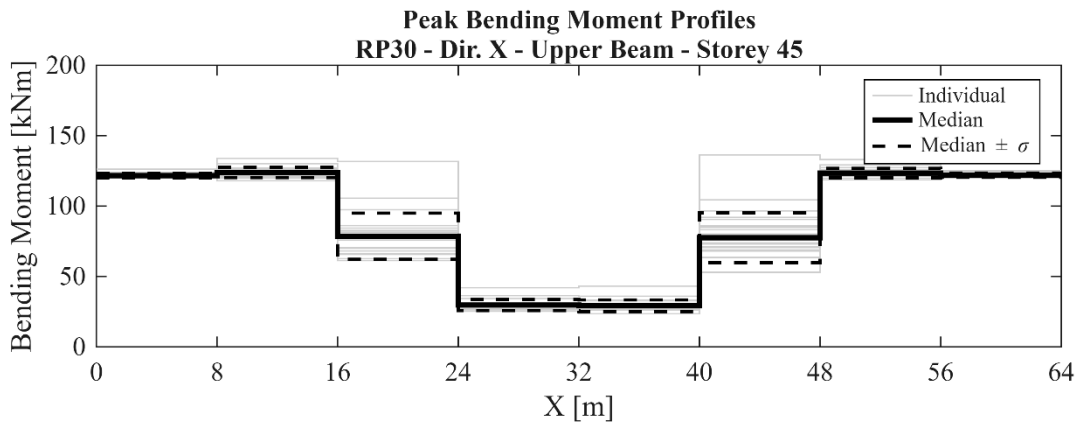
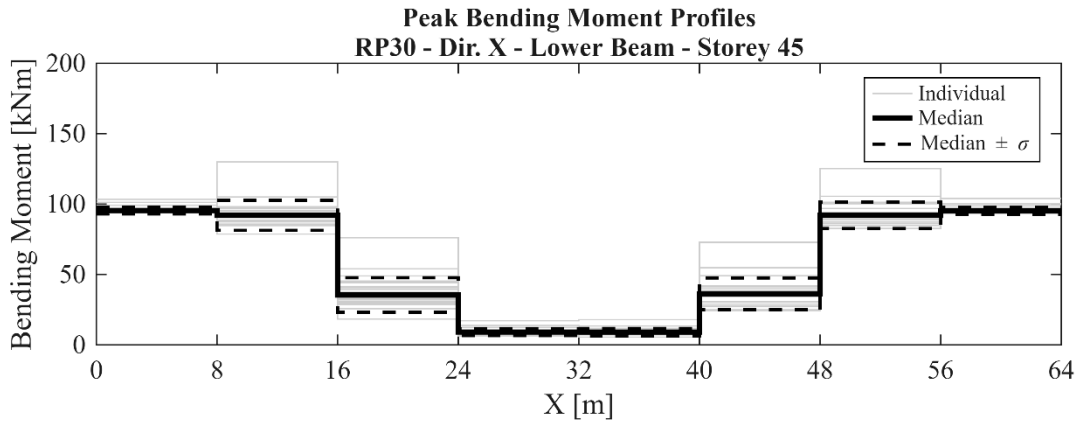


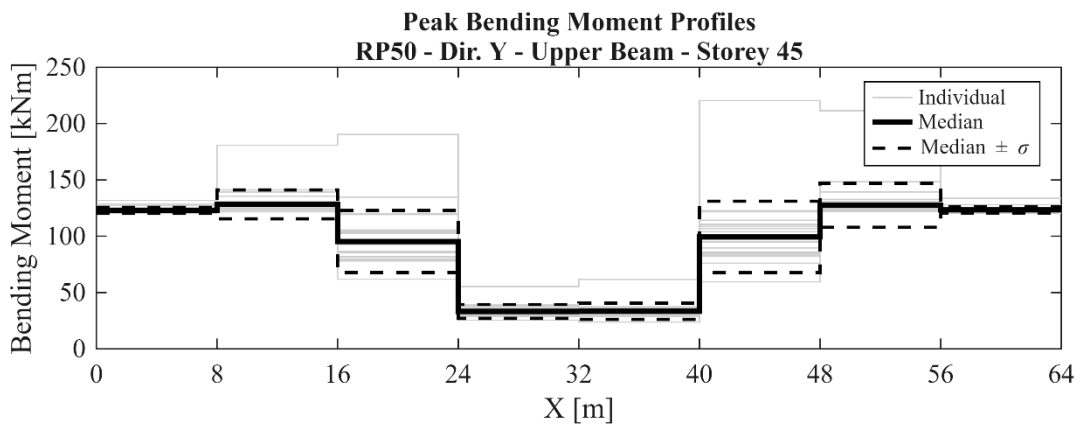
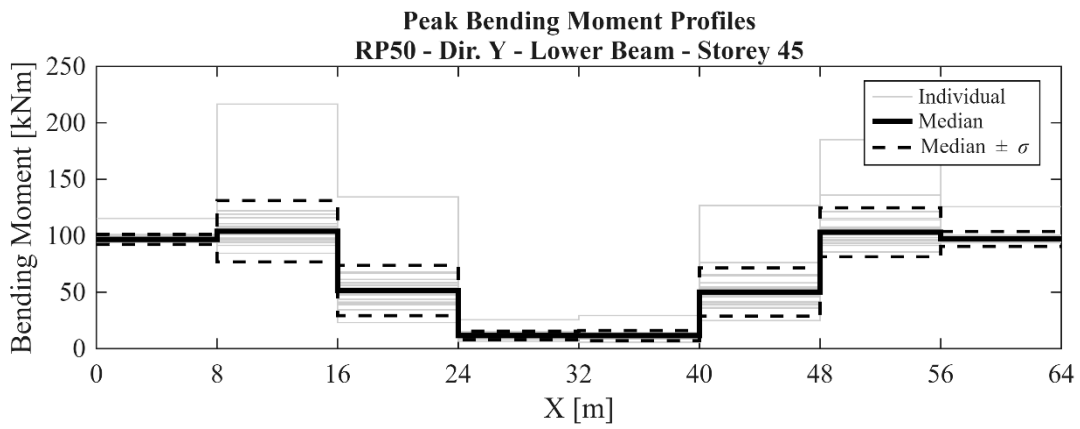
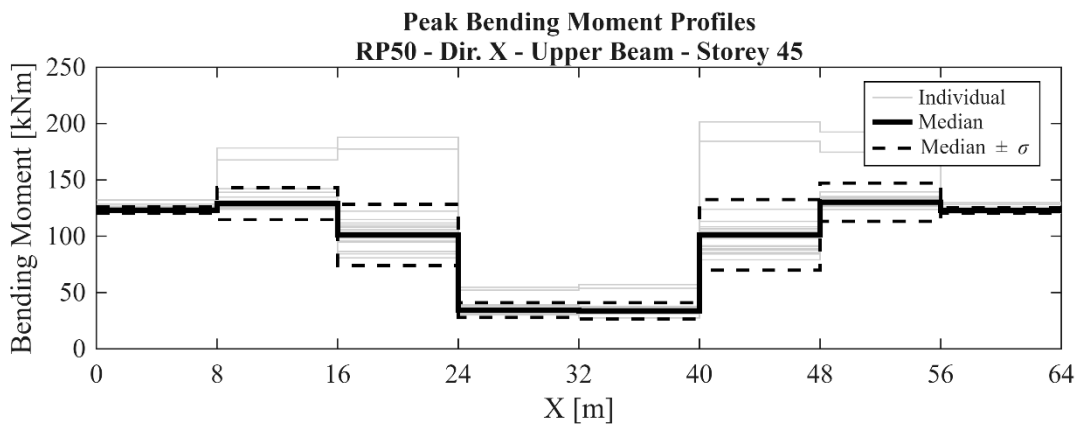
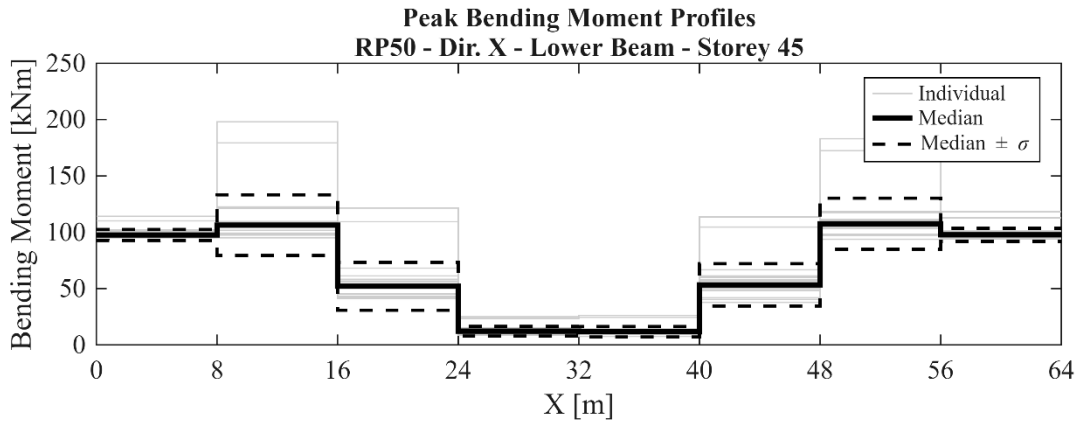


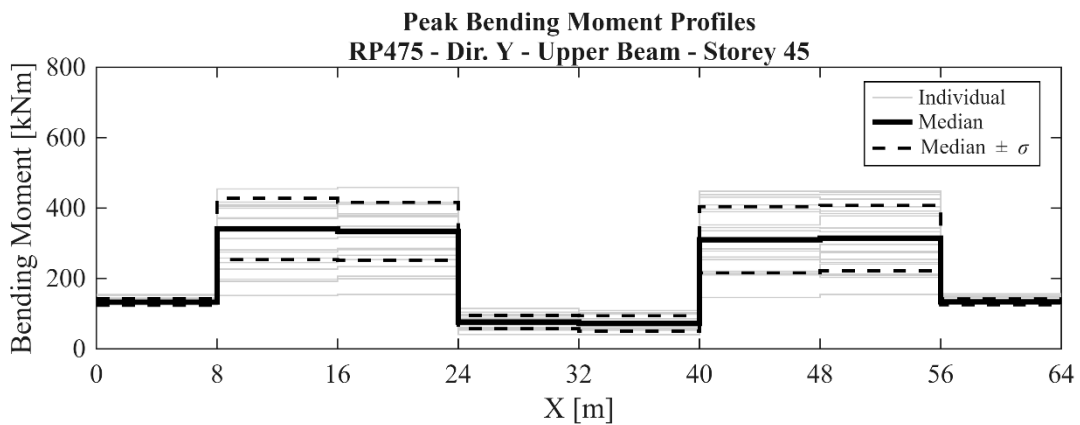
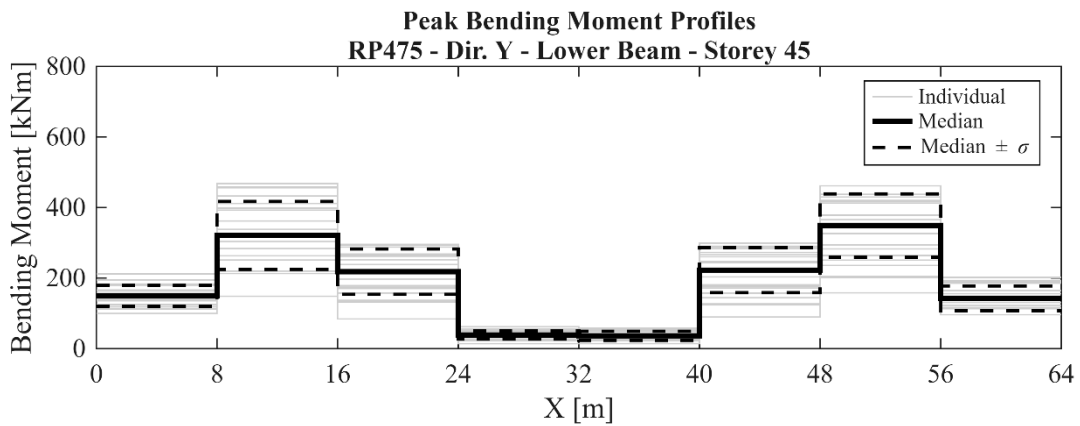
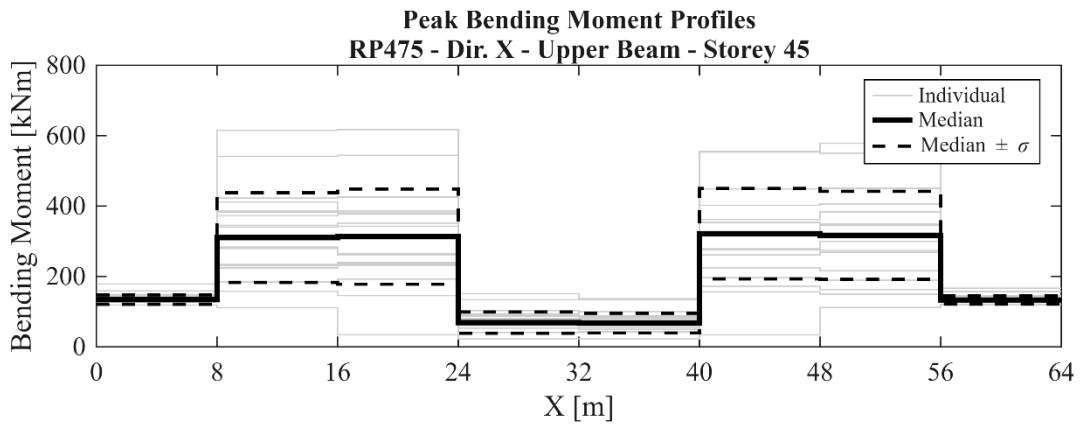
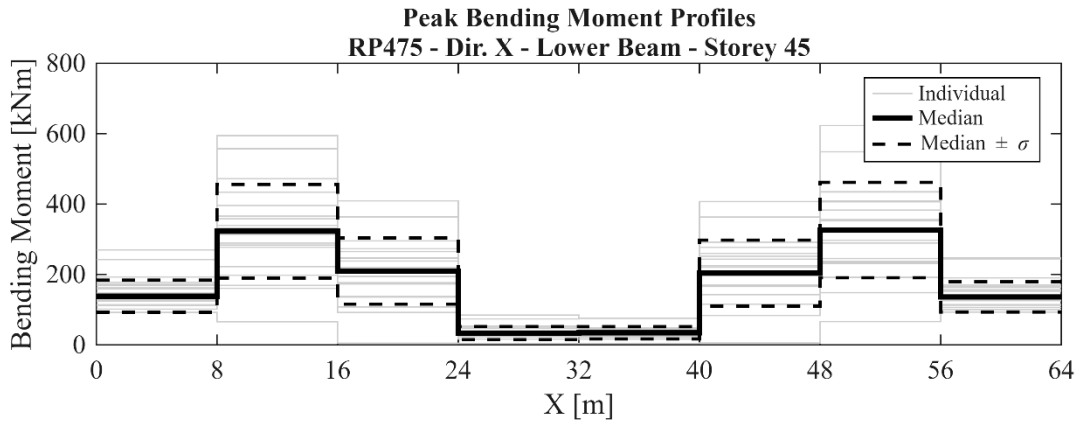


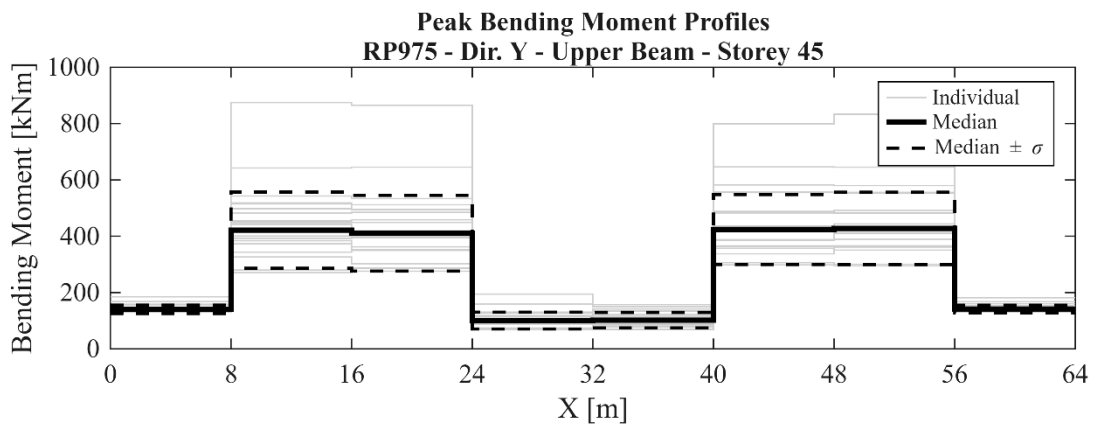
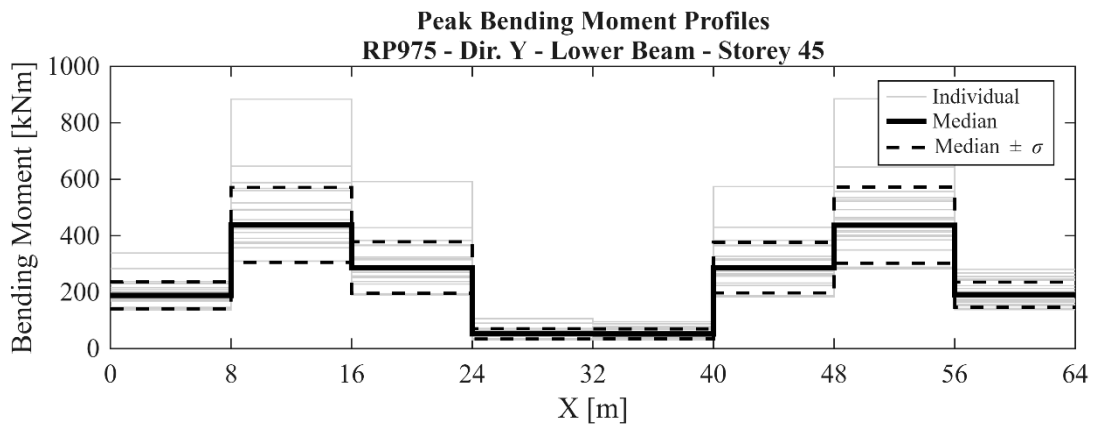
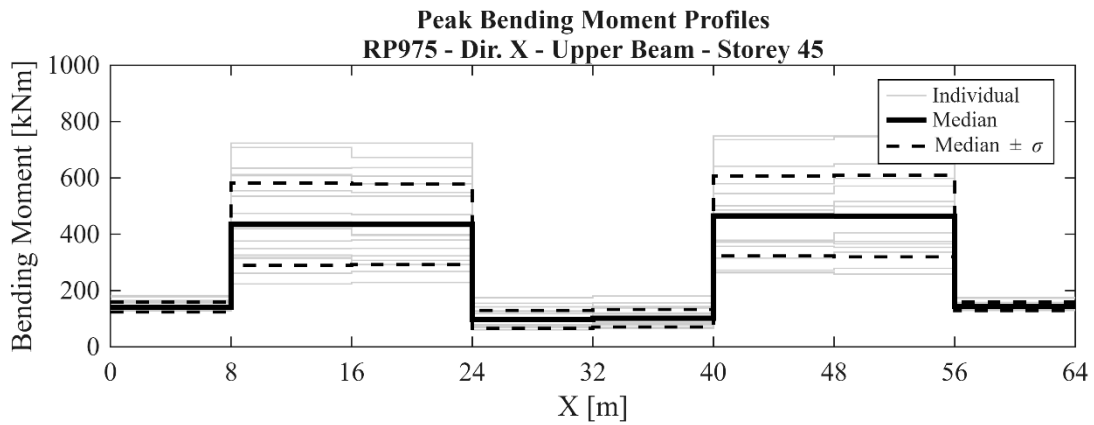
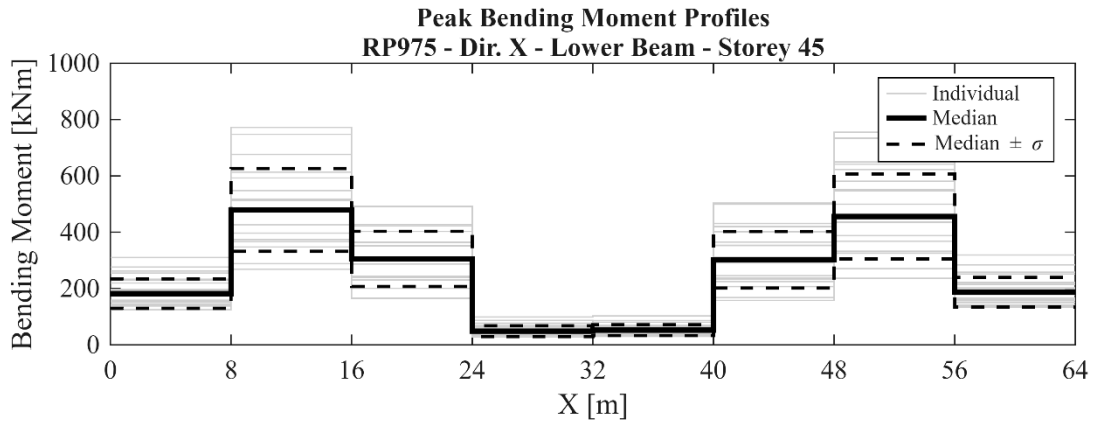


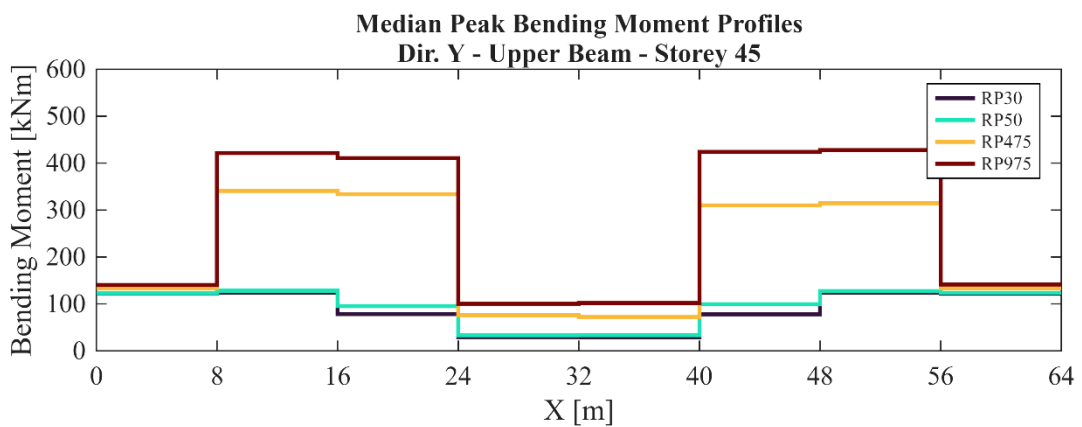
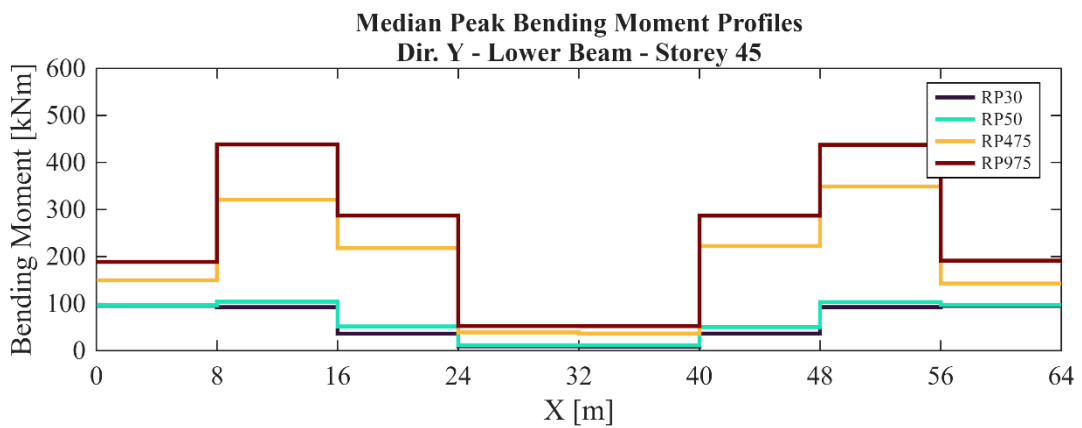
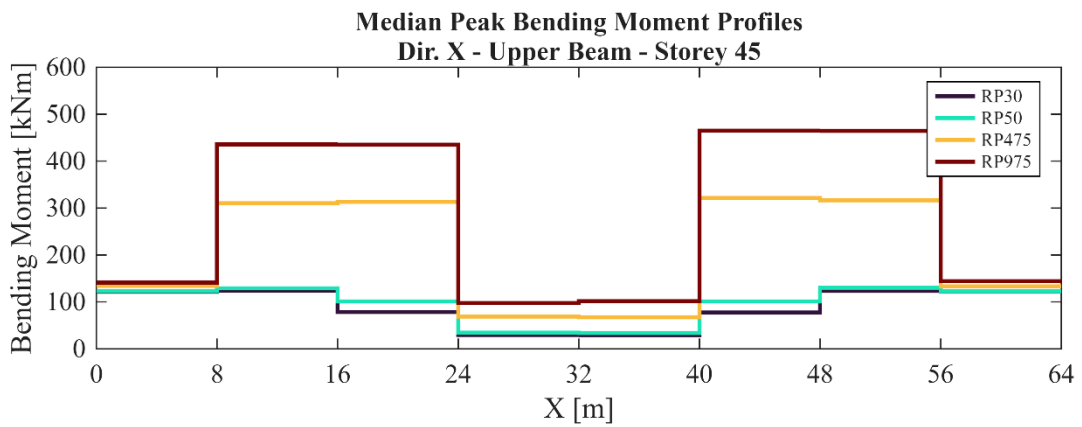
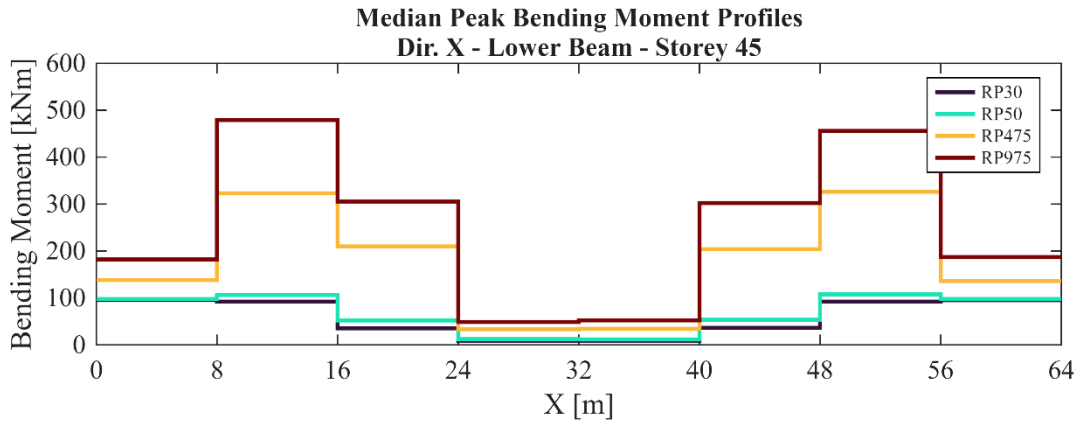












7.4. Edificio 4 (60 piani, 240 m)

